

Auswertung von Pumpversuchen mit computergestützten Verfahren

Version: 1.1

Datum: 22.02.2008

**Christian A. Gillbricht
Kieler Straße 421 - 22525 Hamburg
Tel.: 040 / 54 76 82 76
Fax: 040 / 54 76 82 84**

Inhalt

1. Einführung	4
2. Geschichte der Programme	5
3. Hydraulische Grundlagen	7
3.1 Hauptgrundwasserleitertypen	7
3.1.1 Gespannter Grundwasserleiter	8
3.1.1.1 Brunnenfunktion nach Theis	11
3.1.1.2 Reihenenwicklung nach Theis	12
3.1.1.3 Gradengleichung nach Cooper & Jacob	12
3.1.2 Halbg gespannter Grundwasserleiter	14
3.1.2.1 Brunnenfunktion nach Hantush & Jacob	16
3.1.3 Ungespannter Grundwasserleiter	17
3.1.3.1 Dupuit-Korrektur	20
3.1.3.2 Brunnenfunktion nach Neuman	22
3.2 Anisotrope Grundwasserleiter	23
3.3 Hydraulische Ränder	25
3.4 Artesische Brunnen	29
3.5 Brunneneffekte	30
3.5.1 Brunnenverluste	31
3.5.1.1 Jacob + Skin	34
3.5.1.2 Rorabaugh	35
3.5.2 Brunnenspeicherung	36
3.5.3 Freie Sickerstrecke	39
3.5.4 Unvollkommener Ausbau	41
3.6 Analytische Grundwasserströmungsmodelle	43
4. Auswertungsverfahren	44
4.1 Gradlinienverfahren	45
4.2 Typkurvenverfahren	48
4.3 Parameteroptimierung	51
5. Computergestützte Auswertungsmethoden	53
5.1 Computergestützte Gradlinienverfahren	54
5.2 Computergestützte Typkurvenverfahren	56
5.2.1 Computergestützte Funktionsberechnung	60
5.3 Computergestützte Parameteroptimierung	63
5.4 Computergestützte hydraulische Ränder	66
5.5 Computergestützte artesische Brunnen	68
5.6 Computergestützte Brunneneffekte	70
5.6.1 Computergestützte Brunnenverluste	71
5.6.2 Computergestützte Brunnenspeicherung	72
5.6.3 Computergestützte freie Sickerstrecke	76
5.6.4 Computergestützter unvollkommener Ausbau	77
5.7 Qualitätskriterien	79

6.	Auswertungsstrategien	81
6.1	Auswertungsstrategie und Versuchsplanung	82
6.2	Auswertungsstrategie konventionelle Auswertung	84
6.3	Auswertungsstrategie moderne Auswertung	87
6.4	Diagnostische Plots	90
7.	Kommerzielle Programme und ihre Anbieter	92
8.	Literatur	93

1. Einführung

Die Durchführung und Auswertung hydraulischer Pumpversuche sind Standardaufgaben der Hydrogeologie bzw. Grundwasserhydraulik. In den vergangenen 20 Jahren hat sich der Einsatz von computergestützten Verfahren zur Auswertung dieser Versuche im Zuge der Verbreitung leistungsfähiger Rechnersysteme durchgesetzt. Das bislang vorliegende zusammenfassende Fachschrifttum in Form von Lehr- und Handbüchern hat dieser Entwicklung nur ungenügend Rechnung getragen. Auch einschlägige Regelwerke bieten hier keine ausreichende Grundlage. So wird noch in DVGW (1997) die Verfügbarkeit von Hard- und Software als wesentliche Begrenzung angesehen (vgl. LINNENBERG, 1995).

Der durchschnittliche Anwender befindet sich in der Situation, dass er die Programme als „black box“ benützt. Von dieser erwartet er, dass sie ungefähr die im zusammenfassenden Fachschrifttum dokumentierten Verfahren reproduziert, soweit das Handbuch nicht ausdrücklich etwas anderes angibt. Dies hat zur Folge, dass

1. die technischen Möglichkeiten der Programme oft nicht ausgeschöpft werden, insbesondere auch nicht in der Planung von Versuchen;
2. die Abweichungen der Programme von den klassischen manuellen Verfahren, einschließlich der sich daraus ergebenden Konsequenzen für die Bewertung der Ergebnisse, nicht erkannt werden.

Mit dieser Dokumentation wird ein praxisorientierter Leitfaden vorgelegt, der es dem Anwender computergestützter Verfahren ermöglichen soll, durch ein vertieftes Verständnis der internen Abläufe der Programme diese qualifiziert anzuwenden und ggf. an geeigneter Stelle manuell in den Auswertungsgang einzugreifen. Es ist dabei nicht die Absicht, in mathematische und programmtechnische Details einzusteigen. Es sollen vielmehr Struktur und Strategien von Programmen erläutert und durchschaubar werden. Soweit die technische Dokumentation eines Programms nur unzureichende Informationen über die internen Funktionen enthält, müssen diese beim jeweiligen Hersteller nachgefragt werden.

2. Geschichte der Programme

Die Entwicklung von Computerprogrammen zur Unterstützung der Auswertung von Pumpversuchen verläuft parallel zur Entwicklung der technischen Möglichkeiten weit verbreiteter EDV-Systeme. Zum Zeitpunkt der verstärkten Einführung von EDV-Anlagen in Wirtschaft und Wissenschaft in den 1960er Jahren lagen schon für die meisten praktisch bedeutsamen Konfigurationen des Systems (Poren-) Grundwasserleiter – Brunnen geschlossene (analytische) mathematische Lösungen vor (HANTUSH, 1964).

In einer groben Vereinfachung lassen sich vier Programmgenerationen unterscheiden. Die angegebenen Zeiträume betreffen die grundlegende Entwicklung entsprechender Programme. Auch heute sind noch Programme aller Generationen am Markt verfügbar. Manche Programmsysteme, die im Grundsatz moderneren Generationen angehören, integrieren ältere Konzepte, zumeist aus Gründen der Konvention (Zugeständnis an minder qualifizierte Anwender).

1. Generation: grafische Darstellung und Gradlinienverfahren (1960 - 1975)

In einem ersten Schritt der Programmentwicklung wurde der Auswerter von der manuellen Auftragung der Messwerte in geeigneten Maßstäben (z. B. halblogarithmisch, doppeltlogarithmisch) entlastet. Hierfür waren leistungsfähige Drucker und die Einführung von Plottern bestimmend. Die Auswertung erfolgte dann manuell mittels vorhandener Typkurven. Diese konnten ebenfalls in unterschiedlichen Maßstäben hergestellt werden. Als erster Schritt zur Automatisierung der Auswertung war die Integration der Gradlinienverfahren mit Hilfe von Regressionsgraden möglich, die nur geringe Rechenleistung und keinen nennenswerten Speicherplatz (RAM) benötigten.

2. Generation: grafische Darstellung und interaktive Typkurvenanpassung (1975 - 1985)

Im zweiten Schritt der Programmentwicklung wurde die manuelle Typkurvenanpassung vom Papier auf den Bildschirm verlagert (z. B. MADSEN, 1985). Hierzu waren die zunehmende Verbreitung leistungsfähiger Monitore, „intelligenter“ Terminals und der Beginn der PC-Entwicklung maßgeblich.

3. Generation: automatisierte Typkurvenanpassung (1980 - 1990)

Im dritten Schritt wurde die manuelle Typkurvenanpassung durch die objektive und reproduzierbare automatisierte Typkurvenanpassung nach dem mathematischen Konzept der nicht-linearen Parameteroptimierung ersetzt. Diese Verfahren wurden durch die Einführung des 286er-Prozessors für IBM-kompatible PC auch für Anwender ohne Zugang zu Großrechenanlagen oder Workstations praktikabel.

4. Generation: universelle automatisierte Parameteroptimierung (1980 - heute)

Die jüngste Generation der Programmentwicklung leistet die vollständige automatisierte Parameteroptimierung in einem analytischen Grundwasserströmungsmodell. Diese Verfahren wurden durch die Einführung des 386er-

Prozessoren für IBM-kompatible PC auch für Anwender ohne Zugang zu Großrechenanlagen oder Workstations praktikabel.

Da die historische Entwicklung von einfachen zu immer komplexeren Verfahren fortgeschritten ist, werden wir später bei der Beschreibung der Verfahren entsprechend vorgehen.

3. Hydraulische Grundlagen

Die hydraulischen Grundlagen der Pumpversuchsauswertung sind in zahlreichen Lehr- und Handbüchern dargestellt und werden daher hier nur im Überblick behandelt. Es werden nur die Hauptgrundwasserleitertypen dargestellt.

Der Schwerpunkt dieser Dokumentation liegt dann auf den nur mit Hilfe computergestützter Verfahren befriedigend behandelbaren Sonderfällen und Randbedingungen, insbesondere der Anisotropie des Grundwasserleiters, den hydraulischen Rändern und den Störungen des Strömungssystems durch das Brunnenbauwerk.

Abschließend wird kurz auf die analytischen Grundwassermodelle, die die Grundlage moderner Auswertungsprogramme bilden, eingegangen.

3.1 Hauptgrundwasserleitertypen

Im Fachschrifttum ist eine große Zahl von mathematischen Lösungen für die radiale Anströmung eines Brunnens beschrieben (KRUSEMAN & DE RIDDER, 1990). Für Porengrundwasserleiter sind diese auf drei Grundkonfigurationen zurückzuführen:

1. gespannter Grundwasserleiter mit undurchlässigen Sohl- und Deckschichten und Druckwasserspiegel oberhalb der Oberkante des Grundwasserleiters;
2. halbgespannter Grundwasserleiter mit gering durchlässigen Sohl- und / oder Deckschichten und Druckwasserspiegel oberhalb der Oberkante des Grundwasserleiters. Durch die gering durchlässigen Sohl- bzw. Deckschichten tritt Wasser aus über- bzw. unterlagernden Grundwasserleitern zu. Diese werden als unendlich großes Reservoir betrachtet, sodass in Ihnen kein relevanter Potenzialabbau stattfindet.
3. ungespannter Grundwasserleiter mit undurchlässiger Sohlschicht und freiem Grundwasserspiegel.

Die unterschiedlichen Modelle und Lösungen beruhen auf diesen drei Grundkonfigurationen in Verbindung mit speziellen Randbedingungen, z. B. hydraulischen Rändern und Brunneneffekten.

In diesem Text werden nur die Lösungen für die Grundkonfigurationen kurz behandelt. Für die speziellen weiteren Lösungen, die im Einzelfall benötigt werden, wird auf die einschlägigen Lehr- und Handbücher verwiesen.

Kluftgrundwasserleiter (Festgesteine) können annähernd mit den Methoden für Porengrundwasserleiter behandelt werden, wenn durch geeignete Wahl des Integrationsvolumens (Versuchsanordnung) der Einfluss einzelner Klüfte zurücktritt. Für spezielle Fragestellungen der Festgesteine (z. B. Zweiporositätenmedien) sind Lösungen entwickelt worden, auf die hier aber nicht eingegangen wird.

3.1.1 Gespannter Grundwasserleiter

Der gespannte Grundwasserleiter nach dem hydraulischen Grundwasserleitermodell von THEIS (1935) stellt den einfachsten Fall dar. Es werden folgende Annahmen getroffen (Abb. 1):

Grundwasserleiter:

- unendlich ausgedehnt
- homogen, isotrop
- gespannt, konstante Mächtigkeit (Druckwasserspiegel auch bei Absenkung oberhalb der Oberkante des Grundwasserleiters)

Brunnen:

- vollkommener Ausbau, über die gesamte Mächtigkeit des Grundwasserleiters verfiltert
- kein Eigenvolumen („Liniensenke“)

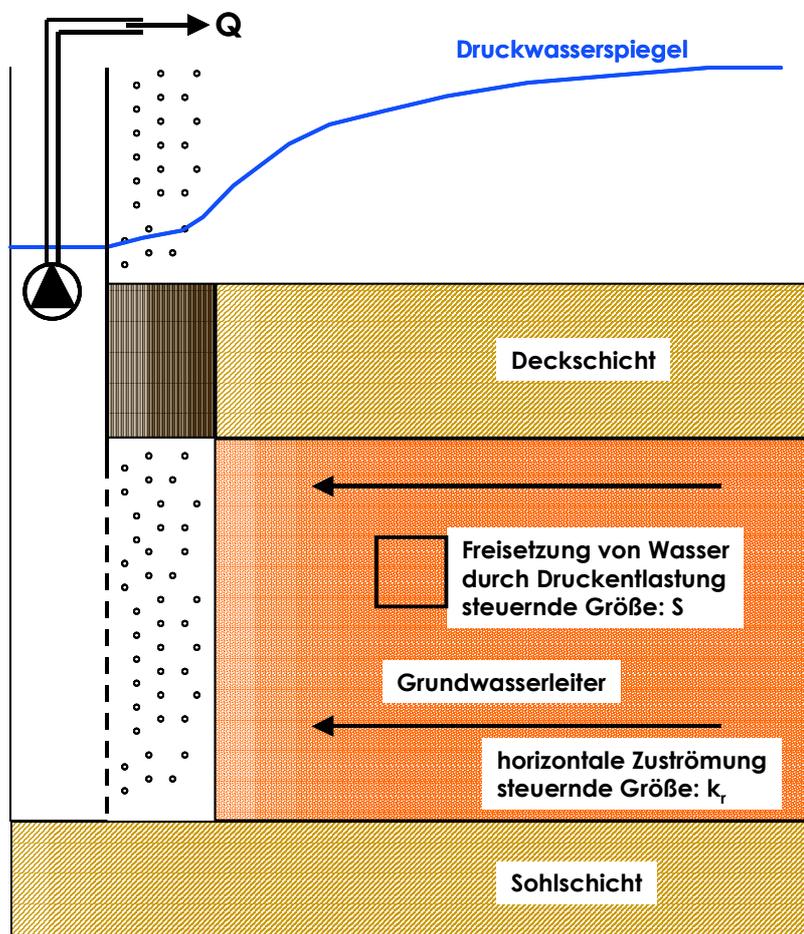


Abb. 1: Schema der Strömungsprozesse in einem gespannten Grundwasserleiter

Für dieses Grundwasserleitermodell wird die Absenkung mathematisch beschrieben durch die Brunnenfunktion nach Theis (Abb. 2).

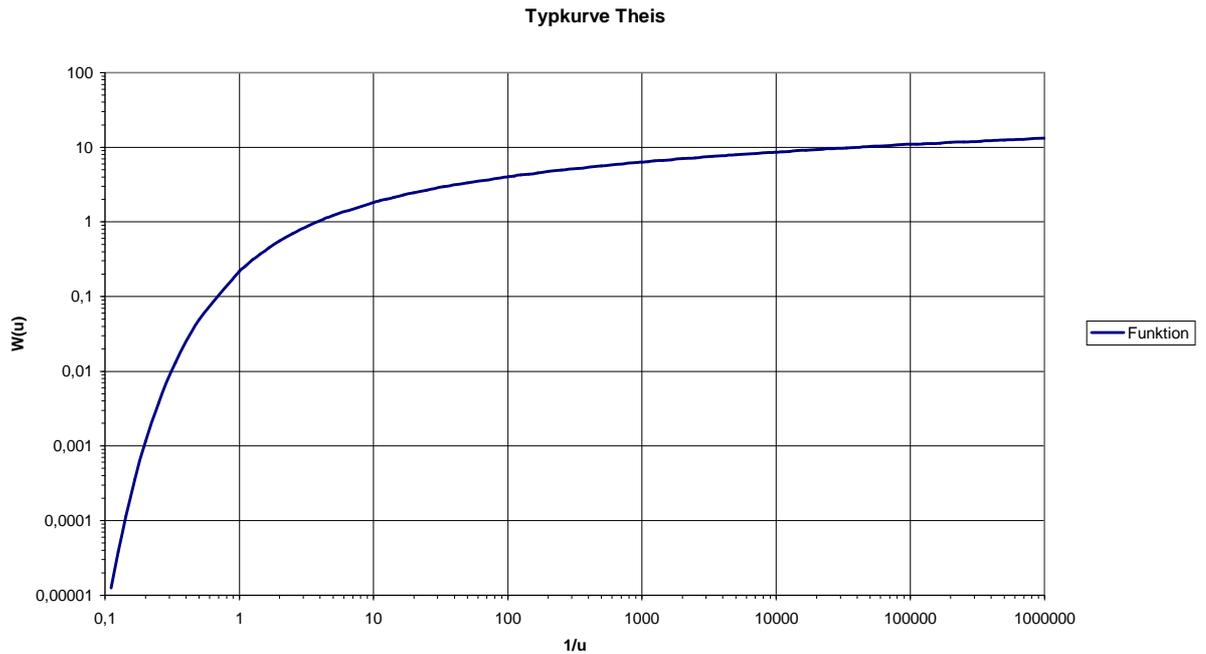


Abb. 2: Brunnenfunktion nach THEIS (1935)

Diese kann durch eine Reihenentwicklung oder ein Polynom (z. B. DAWSON & ISTOK, 1991) angenähert werden. Für lange Pumpzeiten kann diese Reihenentwicklung auf die ersten zwei Glieder reduziert werden, wodurch sich die Gradgleichung nach COOPER & JACOB (1946) ergibt (Abb. 3).

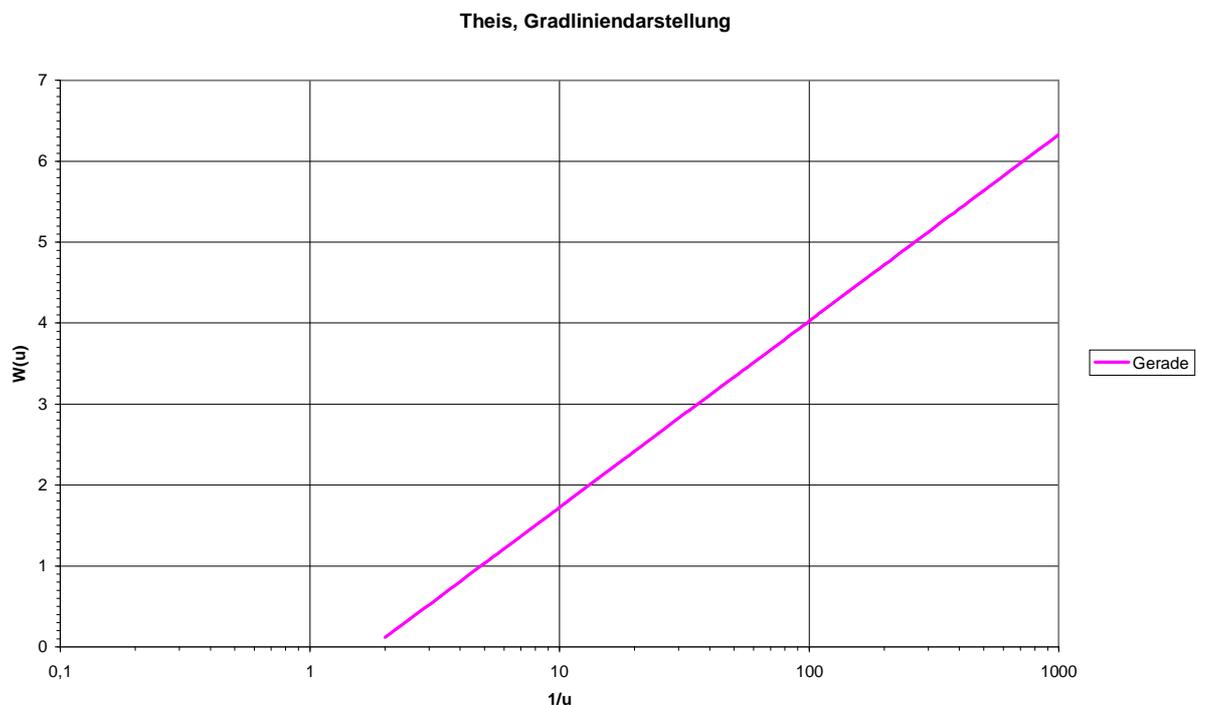


Abb. 3: Brunnenfunktion nach THEIS (1935) in halblogarithmischer Darstellung

3.1.1.1 Brunnenfunktion nach Theis

Die Absenkung in einem gespannten Grundwasserleiter berechnet sich nach THEIS (1935) (Details z. B. in KRUSEMAN & DE RIDDER, 1990: 61 ff.):

$$s = \frac{Q}{4\pi T} * W(u)$$

mit

s: Absenkung [m]

Q: Förderrate [m³/s]

T: Transmissivität [m²/s]

W(u): Theis'sche Brunnenfunktion [-]

mit

$$u: \text{ dimensionslose Zeit } u = \frac{r^2 S}{4Tt}$$

mit

r: Abstand Messstelle – Brunnen [m]

S: Speicherkoeffizient [-]

t: Zeit [s]

$$W(u) = \int_u^{\infty} \frac{e^{-y}}{y} dy \quad [-]$$

mit

y: Integrationsvariable

W(u) lässt sich als Reihenentwicklung oder durch ein Polynom (z. B. DAWSON & ISTOK, 1991) annähern. Für lange Pumpzeiten kann diese Reihenentwicklung auf die ersten zwei Glieder reduziert werden, wodurch sich die Gradgleichung nach COOPER & JACOB (1946) ergibt.

Die Bestimmung der hydraulischen Parameter kann durch Inversmodellierung mittels Typkurvenverfahren oder nicht-lineare Parameteroptimierung erfolgen.

3.1.1.2 Reihenentwicklung nach Theis

Die Brunnenfunktion $W(u)$ nach Theis für den gespannten Grundwasserleiter lässt sich als Reihenentwicklung annähern (z. B. KRUSEMAN & DE RIDDER, 1990: 62):

$$W(u) = -0,5772 - \ln(u) + u - \frac{u^2}{2 \cdot 2!} + \frac{u^3}{3 \cdot 3!} - \frac{u^4}{4 \cdot 4!} + \frac{u^5}{5 \cdot 5!} - \dots$$

mit

$$u: \quad \text{dimensionslose Zeit } u = \frac{r^2 S}{4Tt}$$

mit

- r: Abstand Messstelle – Brunnen [m]
- S: Speicherkoeffizient [-]
- T: Transmissivität [m²/s]
- t: Zeit [s]

Für kleine Werte von u (relativ große Pumpzeiten t) sind nur die ersten beiden Glieder der Reihe von Bedeutung und die Funktion reduziert sich zur Gradengleichung.

Eine andere Möglichkeit zur Näherungslösung der Brunnenfunktion nach Theis besteht in der Verwendung eines Polynoms, z. B. DAWSON & ISTOK (1991).

3.1.1.3 Gradengleichung nach Cooper & Jacob

Die Brunnenfunktion $W(u)$ nach Theis für den gespannten Grundwasserleiter lässt sich für lange Pumpzeiten t für logarithmierte Zeiten als Gradengleichung annähern (z. B. KRUSEMAN & DE RIDDER, 1990: 65):

$$W(u) = -0,5772 - \ln(u)$$

mit

$$u: \quad \text{dimensionslose Zeit } u = \frac{r^2 S}{4Tt}$$

mit

- r: Abstand Messstelle – Brunnen [m]
- S: Speicherkoeffizient [-]
- T: Transmissivität [m²/s]
- t: Zeit [s]

Diese Näherungslösung ergibt für $u < 0,01$ eine sehr genaue Approximation der Funktion $W(u)$. Für $u < 0,03$ beträgt der relative Fehler unter 1 %, für $u < 0,05$ unter 2 %, für $u < 0,10$ unter 5 % (Abb. 4).

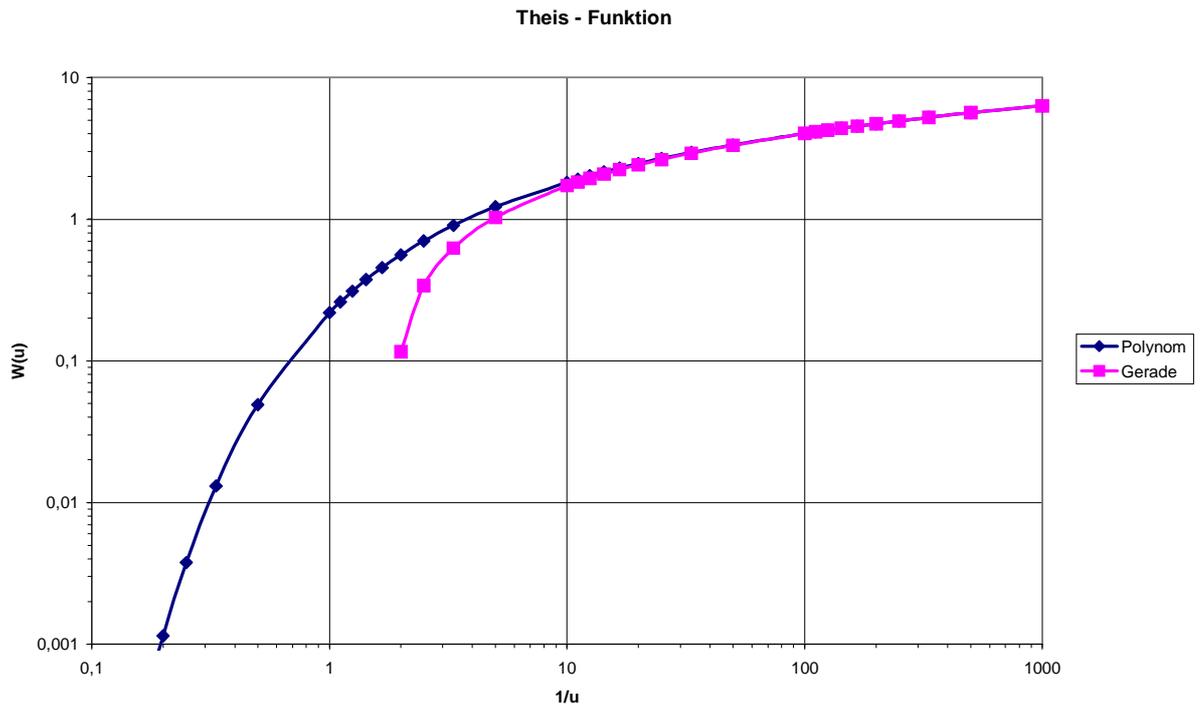


Abb. 4: Vergleich der Berechnung der Brunnenfunktion nach THEIS (1935) nach unterschiedlichen Verfahren

Das Zeitkriterium für den Gültigkeitsbereich der Näherungslösung ergibt sich mit

$$u < \alpha \Rightarrow t > \frac{r^2 S}{4T\alpha}$$

mit

α : Gültigkeitsgrenze für u [-]

Die Definition „langer“ Pumpzeiten ist daher abhängig vom gewählten Genauigkeitsniveau (α), vom Ort der Messstelle (r) und den Parametern des Grundwasserleiters (S , T). **Damit kann erst nach Vorliegen der Ergebnisse entschieden werden, welche Messpunkte innerhalb des Gültigkeitsbereiches des Verfahrens bei einer vorgegebenen Genauigkeit liegen.**

Die Konstruktion der Geraden in den verschiedenen Gradlinienverfahren erfolgt optisch oder nach dem Verfahren der linearen Regression.

Für den Wiederanstieg wurde ein entsprechendes Verfahren entwickelt.

3.1.2 Halbgespannter Grundwasserleiter

Der halbgespannte Grundwasserleiter wird nach dem hydraulischen Grundwasserleitermodell von HANTUSH & JACOB (1955) beschrieben. Es werden folgende Annahmen getroffen (Abb. 5):

Grundwasserleiter:

- unendlich ausgedehnt
- homogen, isotrop
- konstante Mächtigkeit (Druckwasserspiegel auch bei Absenkung oberhalb der Oberkante des Grundwasserleiters)
- Zusickerung aus über- oder unterlagernden Schichten durch eine gering durchlässige Trennschicht
- keine Speicherung in den gering durchlässigen Trennschichten
- konstantes Potenzial in den über- bzw. unterlagernden Schichten

Brunnen:

- vollkommener Ausbau, über die gesamte Mächtigkeit des Grundwasserleiters verfiltert
- kein Eigenvolumen („Liniensenke“)

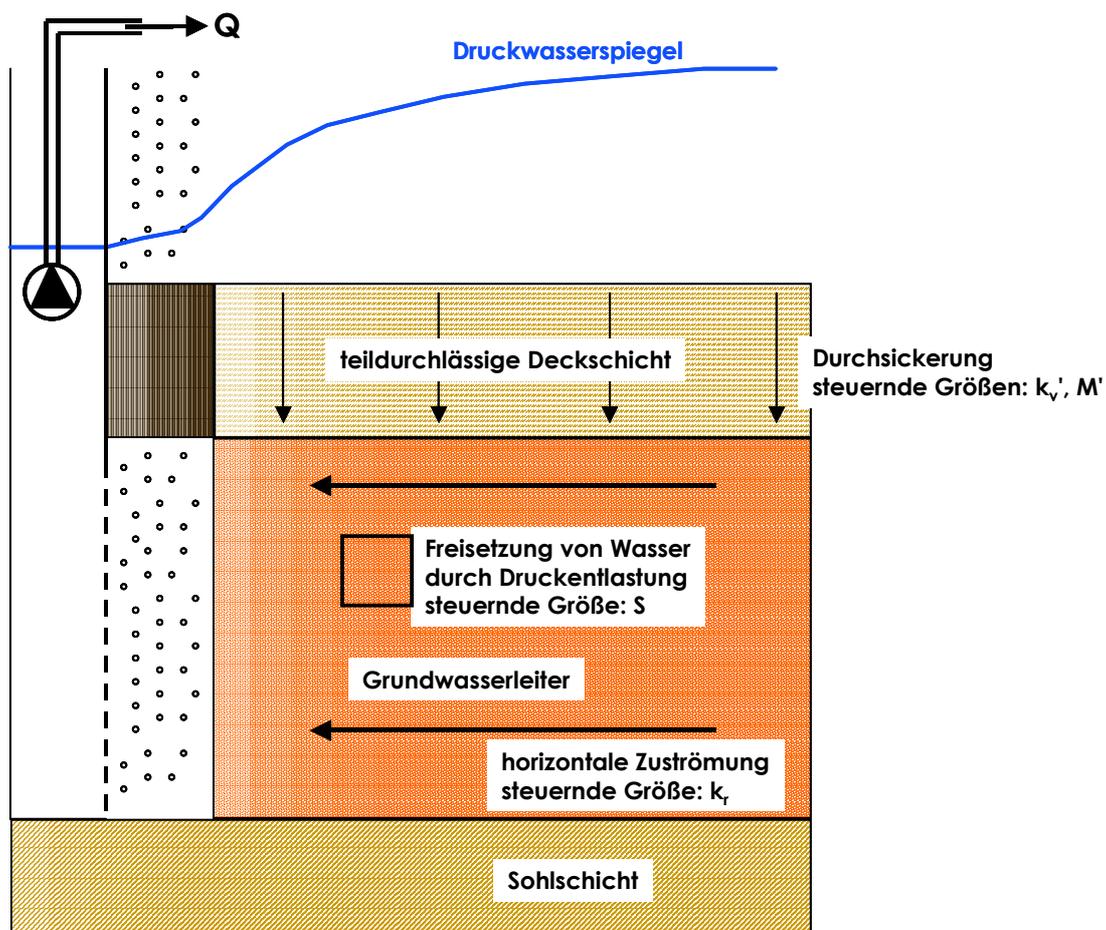


Abb. 5: Schema der Strömungsprozesse in einem halbgespannten Grundwasserleiter

Für dieses Grundwasserleitermodell wird die Absenkung mathematisch beschrieben durch die Brunnenfunktion nach HANTUSH & JACOB (1955) (Abb. 6).

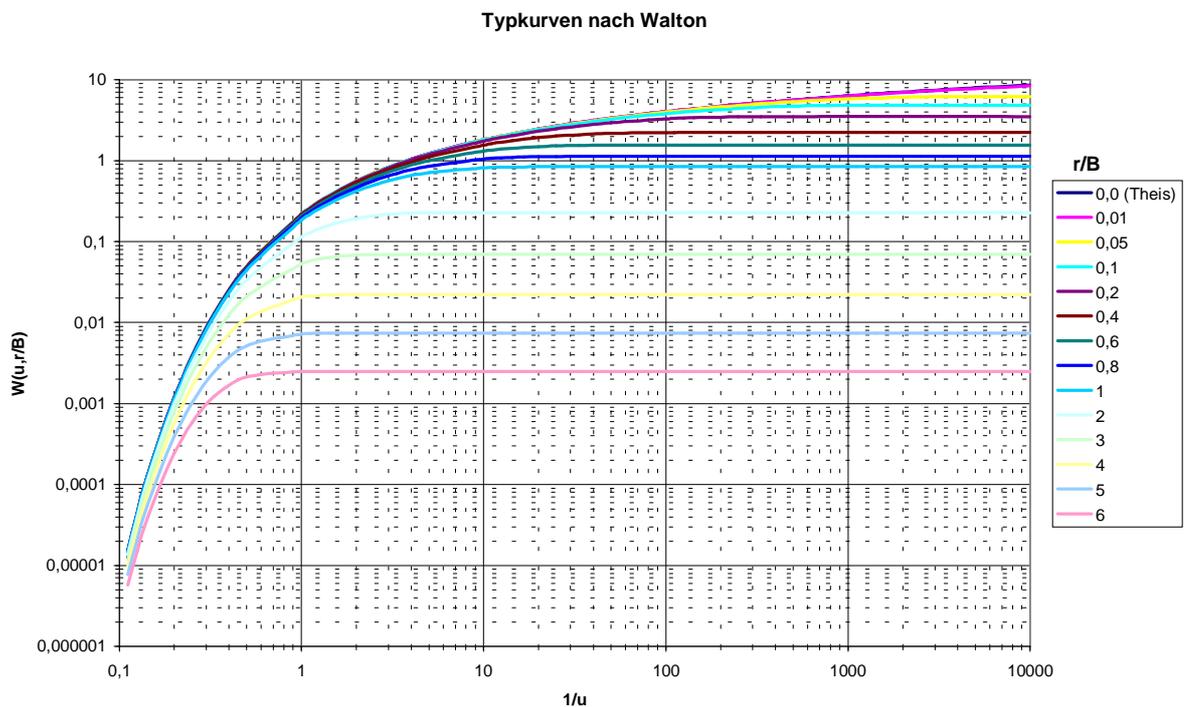


Abb. 6: Brunnenfunktion nach HANTUSH & JACOB (1955) in der Typkurvendarstellung nach WALTON (1962)

Ein abgewandeltes Modell, dem eine wesentlich geringere praktische Bedeutung zukommt, ist das Modell von HANTUSH (1960) unter Berücksichtigung der Speicherung in den gering durchlässigen Trennschichten (KRUSEMAN & DE RIDDER, 1990: 90 ff.). Spezielle Lösungen für unvollkommene Brunnen finden sich bei HANTUSH (1964).

3.1.2.1 Brunnenfunktion nach Hantush & Jacob

Die Absenkung in einem halbgespannten Grundwasserleiter berechnet sich nach HANTUSH & JACOB (1955) (Details z. B. in KRUSEMAN & DE RIDDER, 1990: 81 ff.):

$$s = \frac{Q}{4\pi T} * W(u, r/B)$$

mit

s: Absenkung [m]

Q: Förderrate [m³/s]

T: Transmissivität [m²/s]

W(u, r/B): Hantush'sche Brunnenfunktion [-]

mit

$$u: \text{ dimensionslose Zeit } u = \frac{r^2 S}{4Tt}$$

mit

r: Abstand Messstelle – Brunnen [m]

S: Speicherkoeffizient [-]

t: Zeit [s]

B: Leakagefaktor [m]

mit

$$B = \sqrt{T * c}$$

mit

c: inverser Leakagekoeffizient [s]

$$c = M'/k_v'$$

M': Mächtigkeit der halbdurchlässigen Schicht [m]

k_v': vertikaler Durchlässigkeitsbeiwert der halbdurchlässigen Schicht [m/s]

$$W(u, r/B) = \int_u^\infty \frac{e^{\left(-y - \frac{r^2}{4B^2 y}\right)}}{y} dy \quad [-]$$

mit

y: Integrationsvariable

W(u, r/B) lässt sich über numerische Integration (z. B. KINZELBACH, 1986) oder über Polynome (z. B. DAWSON & ISTOK, 1991) annähern.

Die Bestimmung der hydraulischen Parameter kann durch Inversmodellierung mittels Typkurvenverfahren nach WALTON (1962) oder nicht-lineare Parameteroptimierung erfolgen.

3.1.3 Ungespannter Grundwasserleiter

Der ungespannte Grundwasserleiter nach dem hydraulischen Grundwasserleitermodell von NEUMAN (1972, 1974, 1975) stellt den kompliziertesten Grundtyp dar. Es werden folgende Annahmen getroffen (Abb. 7):

Grundwasserleiter:

- unendlich ausgedehnt
- homogen, horizontal isotrop, vertikal anisotrop
- ungespannt, konstante wassererfüllte Mächtigkeit im Ruhezustand

Brunnen und Messstellen:

- vollkommener oder unvollkommener Ausbau
- kein Eigenvolumen („Liniensenke“)

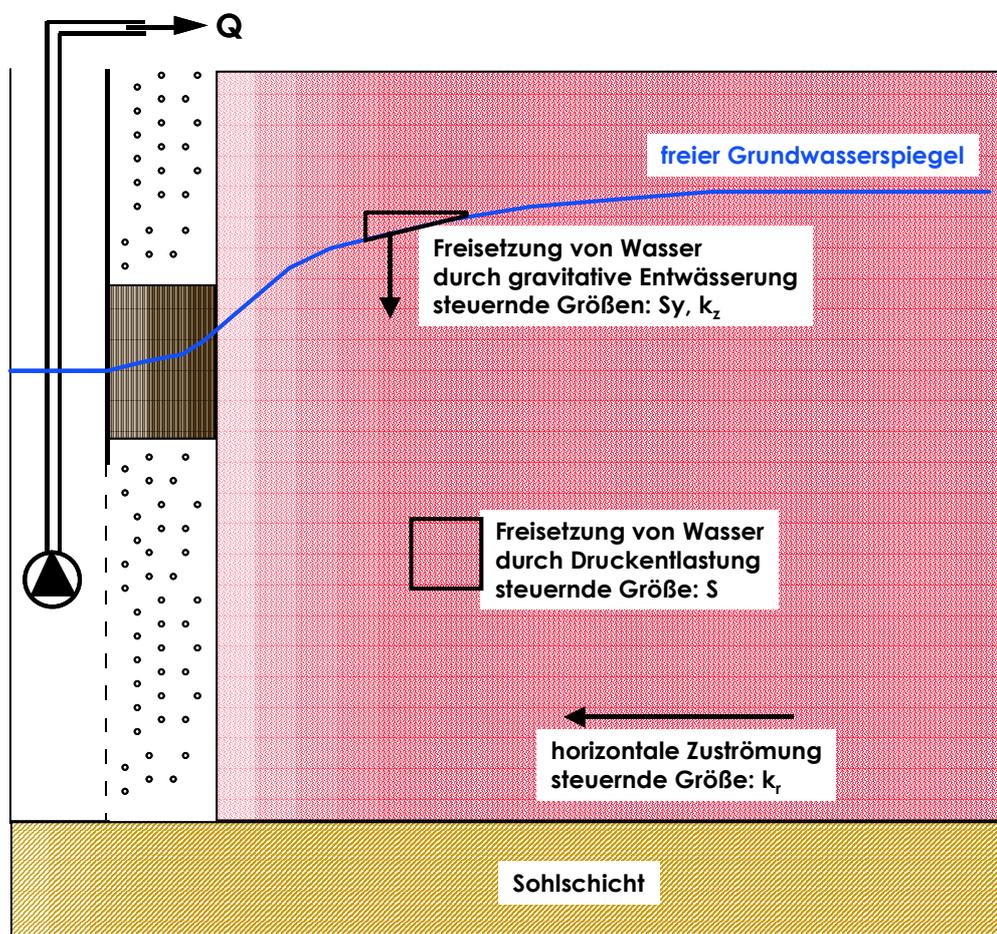


Abb. 7: Schema der Strömungsprozesse in einem ungespannten Grundwasserleiter

Für dieses Grundwasserleitermodell wird die Absenkung mathematisch beschrieben durch die Brunnenfunktion nach Neuman. Die Typkurven in Abb. 8 zeigen beispielhaft die Abhängigkeit der Funktionswerte von der Anisotropie und dem Verhältnis zwischen Speicherkoeffizient S und kurzfristig gravitativ entwässerbarem Porenvolumen S_y .

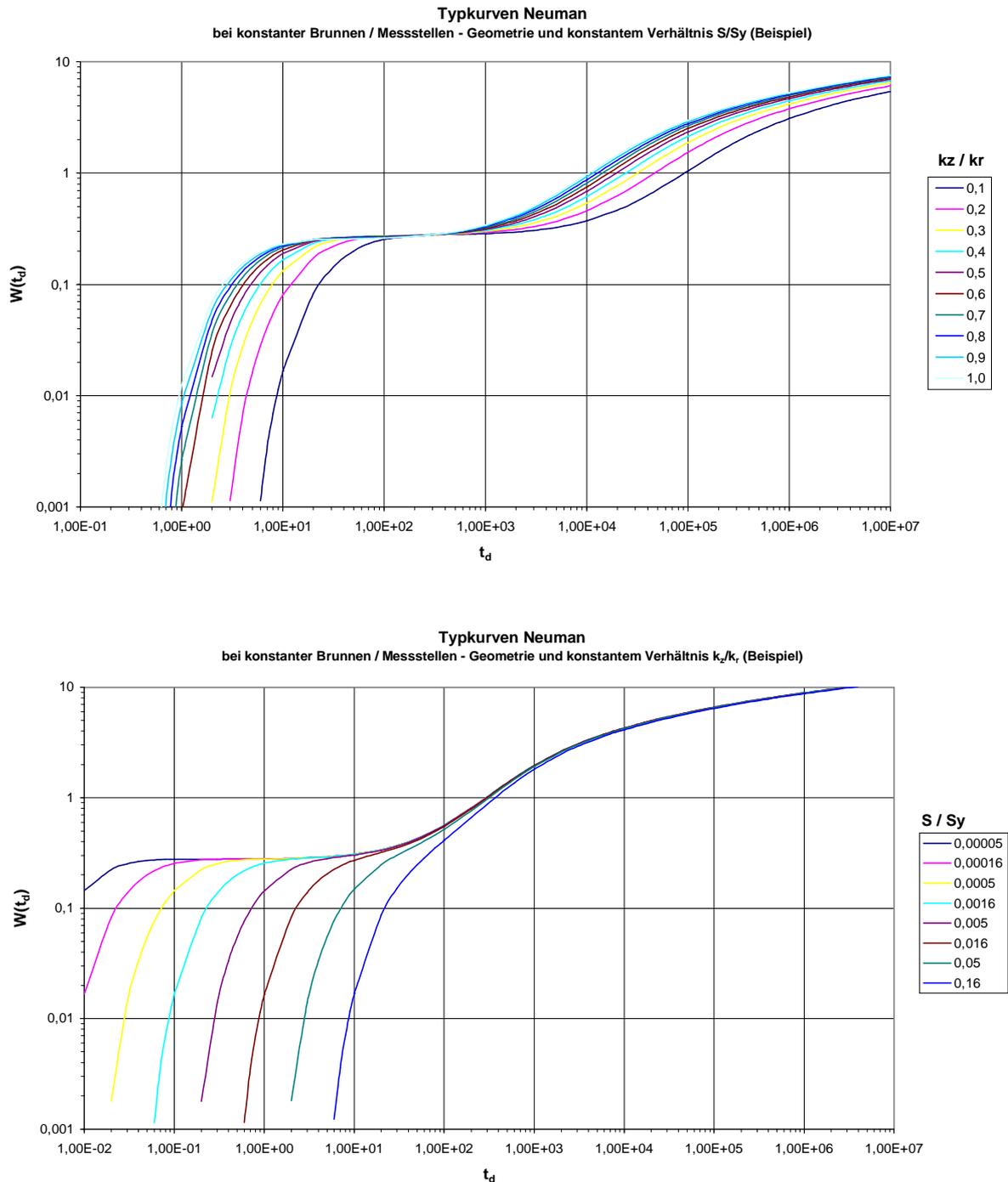


Abb. 8: Brunnenfunktion nach Neuman (1972) für ausgewählte Parameterkombinationen

Für viele praktische Fälle, insbesondere bei vollkommen ausgebauten Brunnen und Grundwassermessstellen (GILLBRICHT, 1999c; RADMANN, 1999b; MOENCH, 1994) kann ein ungespannter Grundwasserleiter nach Einführung der Dupuit-Korrektur (Jacob, 1963, zitiert nach LANGGUTH & VOIGT, 2004) wie ein gespannter Grundwasserleiter behandelt werden.

Das in älterer Literatur (z. B. ARMBRUSTER et al., 1977) aufgeführte Verfahren nach BOULTON (1963) sollte nicht mehr verwendet werden. Dieses beschreibt „halb-freie“ Grundwasserleiter, bei denen der freie Wasserspiegel in einer geringer durchlässigen Schicht als das Brunnenfilter liegt.

3.1.3.1 Dupuit-Korrektur

Zur mathematischen Beschreibung von Grundwasserströmungen in ungespannten Grundwasserleitern (freie Grundwasseroberfläche) führten Dupuit und Forchheimer im 19. Jahrhundert folgende Annahmen ein:

1. Der Grundwasserleiter ist homogen und isotrop.
2. Die Grundwasserströmung ist im wesentlichen horizontal gerichtet.

Mit diesen Annahmen können stationäre ein- und zweidimensionale Strömungsfälle analytisch gelöst werden (z. B. DAVID, 1998; HERMANCE, 1999). Für einen Grundwasserleiter mit horizontaler Sohlfläche und konstantem Durchfluss (keine Grundwasserneubildung) ergibt sich entlang des Fließweges eine abnehmende wassererfüllte Mächtigkeit des Grundwasserleiters. Diese erzwingt bei konstantem Durchlässigkeitsbeiwert zur Beibehaltung des Durchflusses (Kontinuitätsbedingung) eine Erhöhung des Spiegelgefälles (Darcy'sches Gesetz). Da diese wiederum entlang des weiteren Fließweges eine schnellere Abnahme der Mächtigkeit zur Folge hat, versteilt sich das Gefälle weiter. Im Ergebnis entsteht ein quadratischer Zusammenhang zwischen Fließstrecke und Potenzial bzw. Lage des Wasserspiegels, die sogenannte Dupuit-Parabel.

Forchheimer und THIEM (1906) haben diesen Ansatz auf die stationäre radialsymmetrische Anströmung von Brunnen übertragen. Jacob (1963; zitiert nach LANGGUTH & VOIGT, 2004) hat diesen Ansatz auf den instationären Fall erweitert und daraus eine Rechenregel zur Berechnung korrigierter Absenkungen abgeleitet:

$$s' = s - \frac{s^2}{2M}$$

mit

s' : korrigierte Absenkung [m]

s : gemessene Absenkung [m]

M : wassererfüllte Mächtigkeit im Ruhezustand [m]

Auf die korrigierten Absenkungen s' können alle für Grundwasserleiter mit zeitlich und räumlich unveränderlicher Mächtigkeit (gespannte und halbgespannte Grundwasserleiter) entwickelten Auswertungsverfahren angewendet werden.

Dieses Verfahren ist nicht anwendbar, wenn

1. die Absenkungen groß sind im Verhältnis zur Mächtigkeit;
2. der Grundwasserleiter eine ausgeprägte vertikale Anisotropie bzw. Heterogenität (Schichtung) aufweist.

Als betragsmäßige Grenze der „großen“ Absenkungen werden üblicherweise Werte von 20 – 30% der Mächtigkeit im Ruhezustand angegeben. Aber auch bei deutlich stärkerer Absenkung können mit diesem Verfahren im Einzelfall noch befriedigende Ergebnisse erzielt werden (RADMANN, 1999b). Eine ausgeprägte vertikale Anisotropie ergibt sich aus der natürlichen Schichtung des Grundwas-

serleiters, wenn an dieser einzelne Schichten mit deutlich abweichender, insbesondere besonders niedriger, Durchlässigkeit beteiligt sind (ENTENMANN, 1998).

3.1.3.2 Brunnenfunktion nach Neuman

Die Absenkung in einem ungespannten Grundwasserleiter berechnet sich nach NEUMAN (1975):

$$s = \frac{Q}{4\pi T} * W(r, z, t, S, S_y, T, k_z / k_r)$$

mit

s: Absenkung [m]

Q: Förderrate [m³/s]

T: Transmissivität [m²/s]

W (r, z, t, S, S_y, T, k_z/k_r): Neuman'sche Brunnenfunktion [-]

mit

r: Abstand Messstelle – Brunnen [m]

z: Tiefenlage der Filter von Pumpbrunnen und Messstelle [m]

t: Zeit [s]

S: Speicherkoeffizient [-]

S_y: kurzfristig gravitativ entwässerbares Porenvolumen [-]

k_z/k_r: vertikaler Anisotropiefaktor [-]

mit

k_z: vertikaler Durchlässigkeitsbeiwert [m/s]

k_r: horizontaler (radialer) Durchlässigkeitsbeiwert [m/s]

Die Funktion W ist außerordentlich kompliziert. Für die vollständige mathematische Beschreibung wird auf NEUMAN (1972, 1974, 1975) und MOENCH (1993) verwiesen. Vereinfachende Darstellungen (z. B. KRUSEMAN & DE RIDDER, 1990: 102 ff.) sind irreführend. Sie beschränken sich zumeist auf den Sonderfall vollkommener Brunnen und Messstellen nach NEUMAN (1975). In diesem Fall sind jedoch die Auswertungen ohnehin so stark erschwert, dass im Regelfall keine zuverlässige Bestimmung der hydraulischen Parameter möglich ist (MOENCH, 1994; GILLBRICHT, 1999c).

Die Bestimmung der hydraulischen Parameter kann durch Inversmodellierung mittels Typkurvenverfahren oder nicht-lineare Parameteroptimierung erfolgen. Wegen der zahlreichen hydraulischen und geometrischen Parameter der Neuman'schen Funktion müssen für das Typkurvenverfahren jeweils fallspezifische Typkurvenscharen berechnet werden (MOENCH, 1994).

In neuerer Zeit wird die Einführung eines zusätzlichen Parameters, der verzögerten Porendrängung, in diese Funktion diskutiert. Physikalisch bedeutet diese, dass nach einer Phase der kurzfristigen gravitativen Freisetzung von Wasser im Bereich der freien Grundwasseroberfläche eine langfristige gravitative Nachentwässerung stattfindet. Diese Diskussion ist noch nicht abgeschlossen (MOENCH, 1995; CHEN & AYERS, 1998). Ebenfalls umstritten ist, ob bei der Verwendung des Neuman-Ansatzes eine Dupuit-Korrektur nach Jacob auf alle Messwerte oder nur auf die relativ späten Daten angebracht werden sollte.

3.2 Anisotrope Grundwasserleiter

Es sind zwei Typen von Anisotropien zu unterscheiden (GILLBRICHT, 1996):

1. Horizontale Anisotropie, d. h. unterschiedliche Durchlässigkeitsbeiwerte in Abhängigkeit von der Himmelsrichtung (Abb. 9),

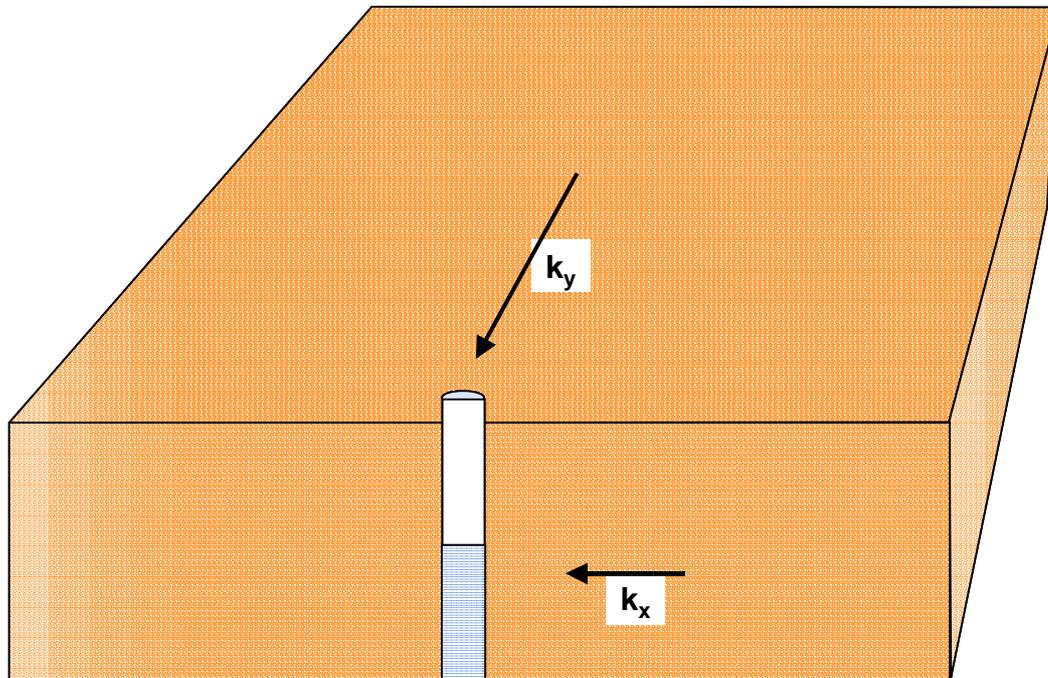


Abb. 9: Schema der Strömungsprozesse in einem horizontal anisotropen Grundwasserleiter

2. Vertikale Anisotropie, d. h. unterschiedliche Durchlässigkeitsbeiwerte in der vertikalen gegenüber der horizontalen Richtung (Abb. 10).

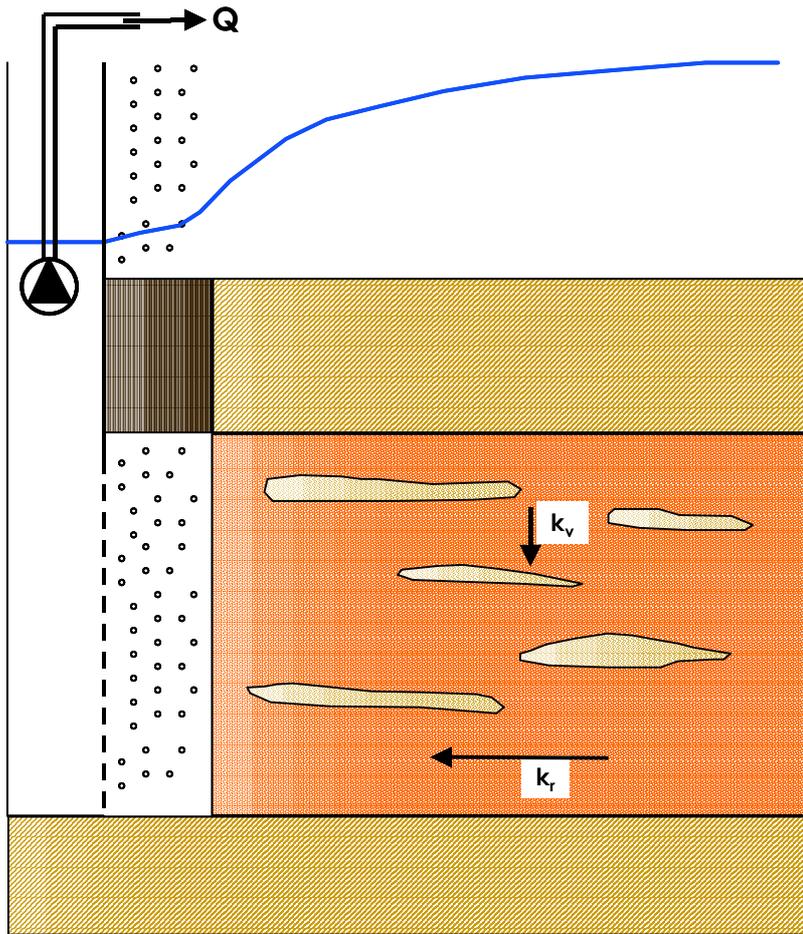


Abb. 10: Schema der Strömungsprozesse in einem vertikal anisotropen Grundwasserleiter

In Porengrundwasserleitern sind **horizontale Anisotropien** nur in Ausnahmefällen zu erwarten (z. B. QUIÑONES-APONTE, 1989). Im Falle unterschiedlichen Absenkungsverhaltens von Grundwassermessstellen in verschiedenen Richtungen vom Pumpbrunnen aus ist dieser Effekt im Regelfall auf Heterogenitäten des Grundwasserleiters und nicht auf Anisotropie zurückzuführen. In Kluffgrundwasserleitern dagegen, die häufig durch ein orthogonales Hauptkluffsystem gekennzeichnet sind, können ausgeprägte Anisotropieeffekte auftreten. Die physikalische Basis hierfür ist der unterschiedliche Durchtrennungsgrad, die unterschiedliche mittlere Klufföffnungsweite und die unterschiedliche Kluffanzahl der beiden Hauptkluffscharen. Soweit der Grundwasserleiter insgesamt stark geklüftet und damit die Anwendung von äquivalenten Porengrundwassermodellen zulässig ist, lassen sich in derartigen Systemen brauchbare Auswertungsergebnisse auf der Basis von Anisotropieansätzen erwarten.

Eine umfassende Darstellung der Auswertung horizontaler Anisotropien findet sich in MASLIA & RANDOLPH (1987).

Modelle der **vertikalen Anisotropie** werden im Zusammenhang mit unvollkommenen Brunnen in ungespannten und gespannten bzw. halbgespannten Grundwasserleitern behandelt.

3.3 Hydraulische Ränder

Unter hydraulischen Rändern versteht man physische Begrenzungen eines Grundwasserleiters. Im Regelfall sind hydraulische Ränder als hydrogeologische Randbedingungen des Systems bekannt, auch wenn im Einzelfall ihre genaue Lage im Untersuchungsgebiet nicht bestimmt ist. Es sind folgende Typen von Rändern zu unterscheiden:

1. *Anreicherungsgrenze* (Abb. 11): Oberflächengewässer mit hydraulischem Kontakt zum Grundwasserleiter; Bereiche des Grundwasserleiters mit sehr stark erhöhter hydraulischer Leitfähigkeit, z. B. mit grobem Material verfüllte Rinnenstrukturen innerhalb sandiger Grundwasserleiter; Bereiche des Grundwasserleiters mit sehr stark erhöhtem Speicherkoeffizienten, d. h. ungespannte Bereiche im Anschluss an einen im übrigen gespannten Grundwasserleiter.

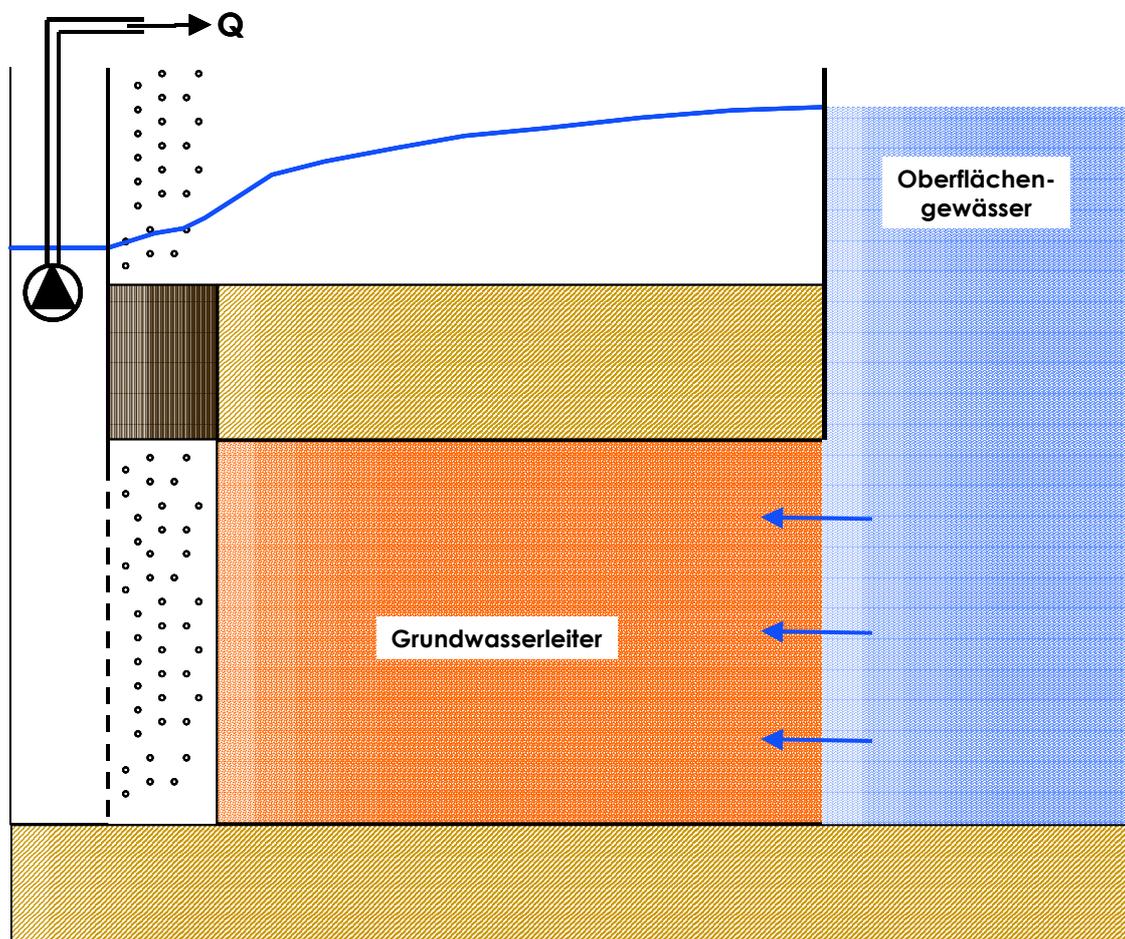


Abb. 11: Schema der Strömungsprozesse in einem gespannten Grundwasserleiter mit Anreicherungsrand

2. *Dichter Rand* (Abb. 12): physische Grenze des Grundwasserleiters, z. B. Talrand mit angrenzendem gering leitenden Festgestein, anthropogene Begrenzungen wie Spund- oder Schlitzwände.

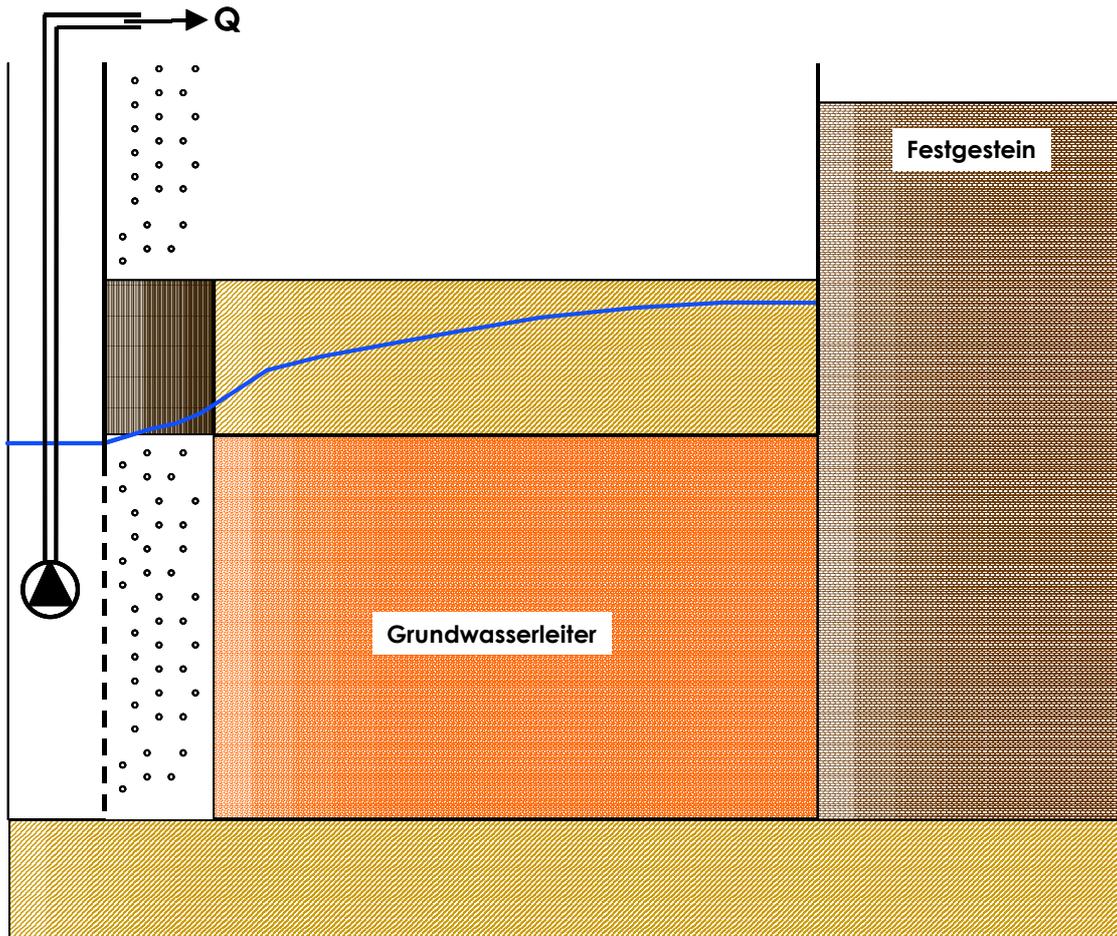


Abb. 12: Schema der Strömungsprozesse in einem gespannten Grundwasserleiter mit dichtem Rand

3. *Teilangleichungsgrenze* (Abb. 13): Oberflächengewässer mit nicht idealem hydraulischen Anschluss an den Grundwasserleiter oder Bereiche des Grundwasserleiters mit deutlich erhöhter hydraulischer Leitfähigkeit, z. B. aus grobem Material bestehende Rinnenablagerungen innerhalb feiner sandiger Flussablagerungen, aber nicht so hoch durchlässig wie bei Typ 1.

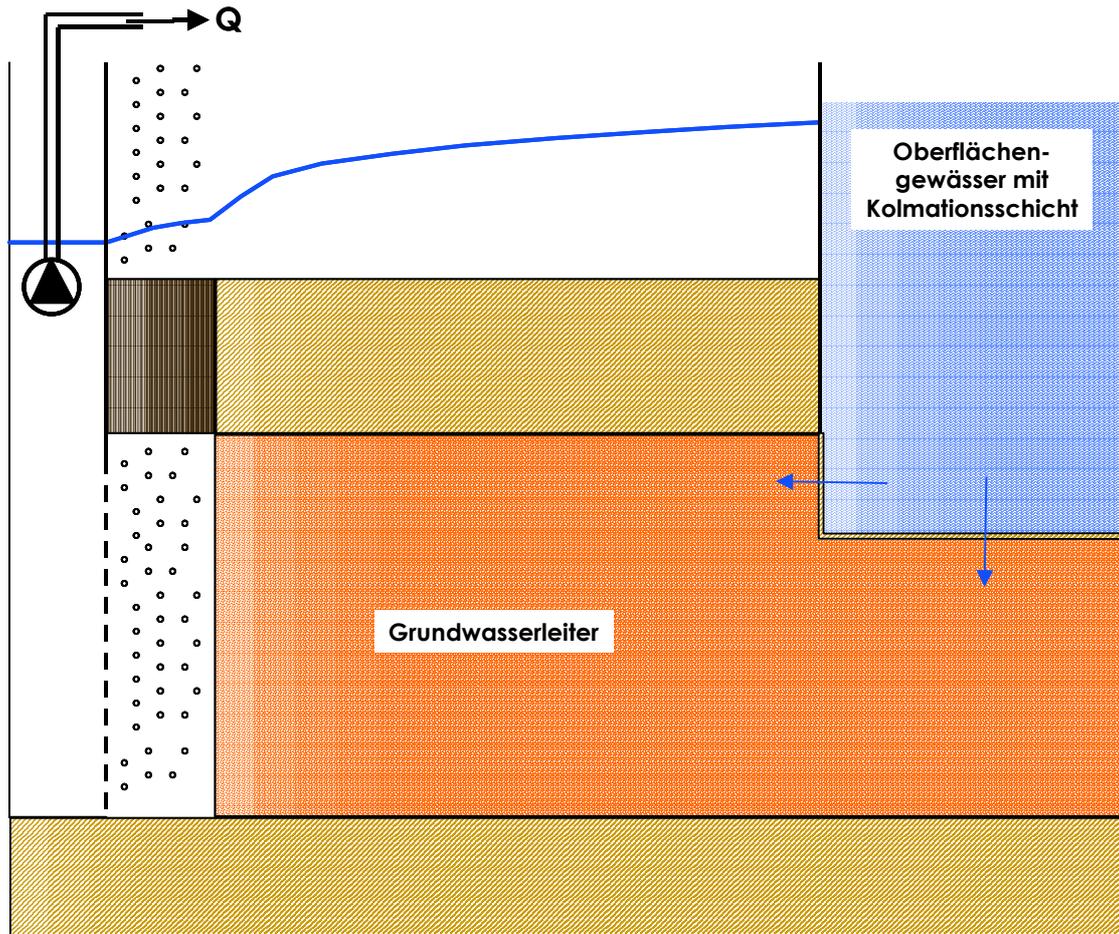


Abb. 13: Schema der Strömungsprozesse in einem gespannten Grundwasserleiter mit Teilanreicherungsgrenze

4. *Teildurchlässiger Rand* (Abb. 14): Bereiche des Grundwasserleiters mit deutlich erniedrigter hydraulischer Leitfähigkeit, z. B. aus feinem Material bestehende Altarmablagerungen innerhalb gröber sandiger Flussablagerungen.

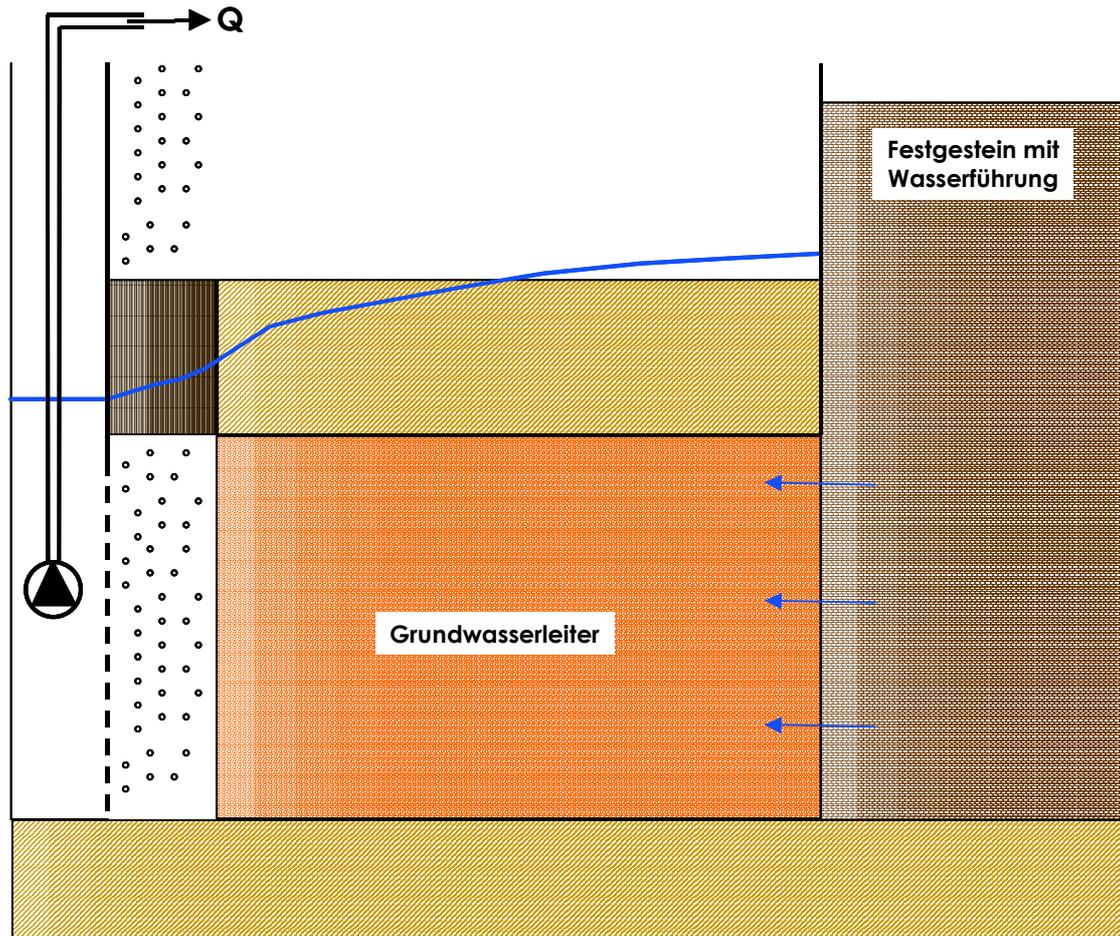


Abb. 14: Schema der Strömungsprozesse in einem gespannten Grundwasserleiter mit teildurchlässigem Rand

Die Berücksichtigung hydraulischer Ränder bei der Auswertung von Pumpversuchen kann auf zwei Arten erfolgen:

1. Integration eines hydraulischen Randes des 1. oder 2. Typs in eine spezielle analytische Lösung, z. B. für den gespannten Grundwasserleiter nach Theis das Typkurvenverfahren nach Stallman (FERRIS et al., 1962).
2. Integration hydraulischer Ränder des 1. oder 2. Typs nach der Spiegelbrunnenmethode. Dieses Verfahren führt in den meisten Fällen zu komplizierten und damit unhandlichen Verfahren (z. B. KRUSEMAN & de RIDDER, 1990: 109 ff.).

Die Umsetzung des Konzepts der hydraulischen Ränder für die computergestützte Auswertung von Pumpversuchen kann auf verschiedene Arten erfolgen, die zu unterschiedlichen Ergebnissen führen können.

3.4 Artesische Brunnen

Pumpversuche an artesischen Brunnen erfolgen nicht in jedem Fall mit konstanter oder schrittweise abgestufter Förderrate, sondern teilweise mit freiem Auslauf und Aufzeichnung der kontinuierlich abnehmenden Ablafrate als Funktion der Zeit $Q(t)$. Für die Planung von Grundwassersanierungen und Baugrubenwasserhaltungen werden entsprechende Versuche mit konstanter Absenkung auch unter gepumpten Bedingungen (und entsprechender Pumpensteuerung) vorgeschlagen (RICE, 1998).

Für ideal gespannte Verhältnisse und vernachlässigbares Brunnenvolumen (Annahmen nach Theis) wurde schon frühzeitig eine Brunnenfunktion hergeleitet (JACOB & LOHMAN, 1952):

$$Q(t) = 2 * \pi * T * s_w * G(\alpha)$$

mit

$Q(t)$: zeitabhängige Förderrate [m^3/s]

t : Zeit [s]

T : Transmissivität [m^2/s]

s_w : Absenkung im Förderbrunnen [m]

$G(\alpha)$: Brunnenfunktion nach (JACOB & LOHMAN, 1952)

$$\text{mit } \alpha = \frac{T * t}{S * r_w^2}$$

mit

S : Speicherkoeffizient [-]

r_w : Brunnenradius [m]

3.5 Brunneneffekte

Die üblicherweise für die Interpretation von Pumpversuchen verwendeten „Brunnenfunktionen“ beschreiben die Strömungsvorgänge im Grundwasserleiter ohne Berücksichtigung des Brunnenbauwerks. Wesentliche Grundannahmen sind:

1. Der Brunnen hat keinen relevanten Radius („Liniensenke“).
2. Am Brunnen treten keine bauwerksbedingten zusätzlichen Potenzialverluste auf.
3. Der Brunnen hat kein relevantes Eigenvolumen (Brunnenspeicherung).
4. Der Wasserspiegel ist auch am Brunnen stetig.

Für die Beschreibung des Absenkungsverhaltens ist in der Regel die erste Annahme mit hinreichender Genauigkeit erfüllt. Dagegen treten in zahlreichen Brunnen Potenzialverluste als sogenannte Brunnenverluste auf. Der Effekt der Brunnenspeicherung hat in Porengrundwasserleitern im Regelfall keinen wesentlichen Einfluss auf das Absenkungsgeschehen, tritt dagegen bei Brunnen großen Durchmessers, insbesondere Schachtbrunnen, in Festgesteinen in Erscheinung. In ungespannten Grundwasserleitern kann es am Brunnen zur Ausbildung einer freien Sickerstrecke, d. h. einer sprunghaften Änderung des Wasserspiegels, kommen.

Die Auswertung von Pumpversuchsdaten aus Brunnen mit deutlichen Brunneneffekten ist mit manuellen Verfahren nur näherungsweise möglich und sehr aufwändig.

3.5.1 Brunnenverluste

Ausführliche Diskussionen der Brunnenverluste finden sich bei RADMANN & GILLBRICHT (1997), RAMEY (1982) und CLARK (1977).

Die Absenkung im Brunnen kann als Summe der zu überwindenden Fließwiderstände im Boden und Brunnen beschrieben werden (Abb. 15):

1. Fließwiderstände im Grundwasserleiter werden durch die Grundwasserleitermodelle beschrieben. Die daraus resultierende Absenkung beträgt:

$$s_{\text{Aquifer}} = \frac{W(t, \text{Parameter})}{4\pi T} * Q = f(t) * Q = B * Q$$

mit

W, f : Funktion des Grundwasserleitermodells

t: Zeit [s]

Parameter: Parameter des Grundwasserleiters und ggf. geometrische Parameter des Systems Grundwasserleiter/Brunnen

T: Transmissivität [m²/s]

Q: Förderrate [m³/s]

2. Fließwiderstände in der brunnennahen Zone

Beim Herstellen der Brunnenbohrung und dem anschließenden Bau des Brunnens und der Brunnenentwicklung kann es zu Veränderungen der Bodenstruktur im unmittelbaren Umfeld des Brunnens kommen. Diese Änderungen, die als Skin-Effekt bezeichnet werden, können sowohl eine Erhöhung als auch eine Erniedrigung der hydraulischen Durchlässigkeit gegenüber den natürlichen Bedingungen bewirken. Die daraus resultierende Zusatzabsenkung im Brunnen beträgt:

$$s_{\text{Skin}} = D * Q$$

mit D = Skinfaktor [s/m²]

Andere Definitionen des Skin, insbesondere aus der Erdölliteratur (BOURDET, 2002), werden hier nicht berücksichtigt.

3. Fließwiderstände am Brunnenfilter

Beim Eintritt des Wassers in den Brunnen kommt es zu turbulenten Reibungsverlusten in den Filterschlitzten. Die daraus resultierende Zusatzabsenkung im Brunnen beträgt:

$$s_{\text{Filter}} = C_1 * Q^2$$

mit C₁ = Verlustkoeffizient in Abhängigkeit von Schlitzgestalt und Material [s²/m⁵]

4. Fließwiderstände im Aufsatzrohr

Bei vielen Tiefbrunnen legt das geförderte Wasser eine Strecke von einigen 10er Metern, in manchen Fällen auch über 100 m, von der Filteroberkante bis

zur Pumpe zurück. Hierbei kann es in Abhängigkeit vom Rohrdurchmesser und der Rauigkeit des Ausbaumaterials zu Rohrreibungsverlusten kommen. Die daraus resultierende Zusatzabsenkung im Brunnen beträgt:

$$s_{\text{Aufsatz}} = C_2 * Q^2$$

mit C_2 = Verlustkoeffizient in Abhängigkeit vom Material (Rauigkeit) [s^2/m^5]

Die gesamte Absenkung in einem Brunnen ergibt sich somit zu

$$s_{\text{Brunnen}} = s_{\text{Grundwasserleiter}} + s_{\text{Skin}} + s_{\text{Filter}} + s_{\text{Aufsatz}}$$

bzw.

$$s_{\text{Brunnen}} = B * Q + D * Q + (C_1 + C_2) * Q^2$$

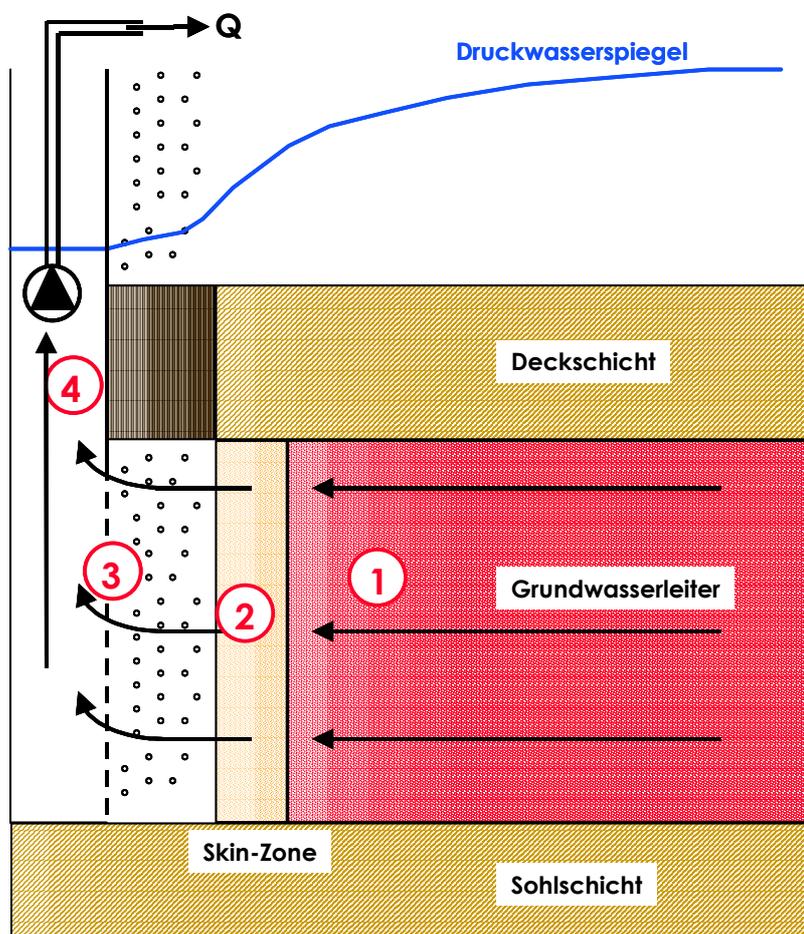
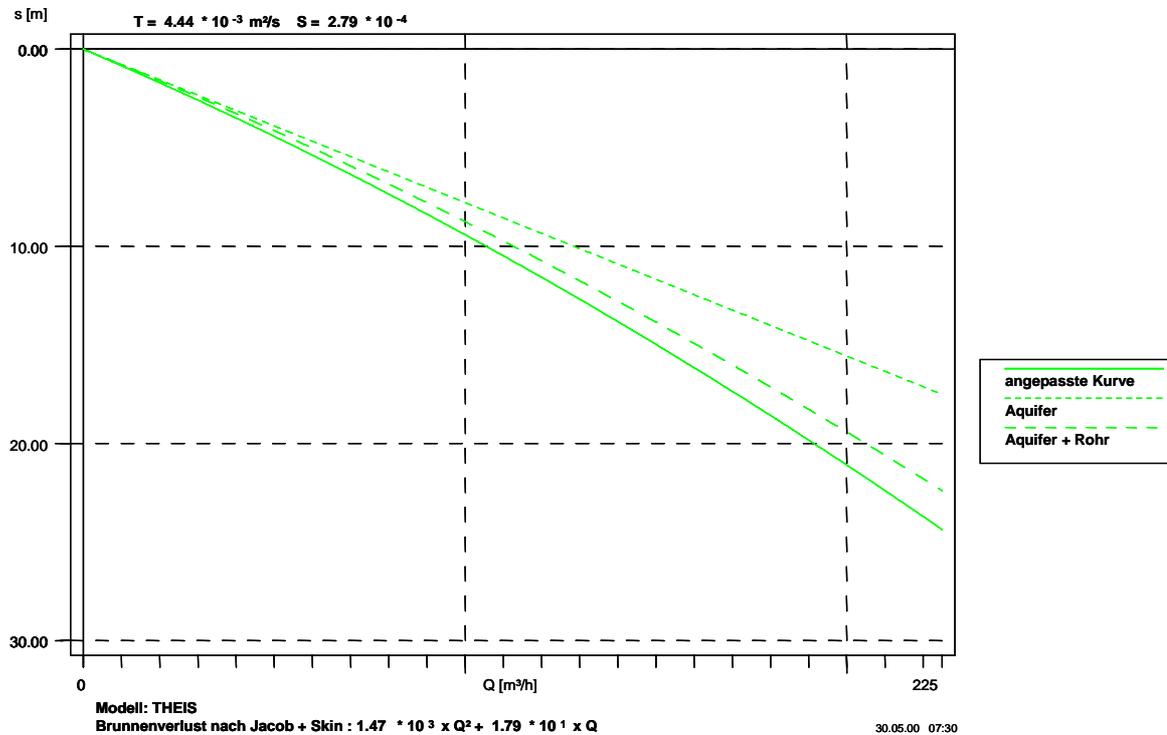


Abb. 15: Schema der Strömungsprozesse an einem Brunnen mit Brunnenverlusten

Es existiert eine große Zahl von Verfahren, einzelne Komponenten dieser Gleichung zu bestimmen (CLARK, 1977, ausführlich referiert in KRUSEMAN & DE RIDDER, 1990: 199 ff.). Diese sind aber auf wenige Grundansätze zurückzuführen. Die bekanntesten sind die Ansätze nach Jacob und Rorabaugh.

Im Zuge der Überprüfung der Leistungsfähigkeit von Brunnen werden Stufenpumpversuche zur Bestimmung der Brunnenverluste durchgeführt (DVGW, 1997).

Aus ihnen lässt sich in der Auftragung der Förderrate gegen die Absenkung im quasistationären Beharrungszustand bzw. nach einer vorgegebenen Pumpzeit das Leistungsdiagramm des Brunnens darstellen (Abb. 16).



 CHG	Stufenpumpversuch, CLARK(1977) Leistungscharakteristik, 12.00 Stunden	
--	--	--

Abb. 16: Leistungsdiagramm eines Brunnens als Ergebnis eines Stufenpumpversuchs

Die Brunnenverluste müssen also nicht nur korrigiert werden, um brauchbare Daten für die Parameter des Grundwasserleiters, insbesondere die Transmissivität, zu erhalten. Sie dienen außerdem zur Bewertung des baulichen Zustands eines Brunnens (CLARK et al., 1988).

3.5.1.1 Jacob + Skin

JACOB (1947) gibt für die Brunnenverluste ein einziges quadratisches Glied an. Diese Brunnenverlustfunktion geht davon aus, dass Brunnenverluste im wesentlichen durch quasi-turbulente Strömungsanteile im Bereich des Filters bedingt sind:

$$s_{\text{Brunnenverlust}} = C * Q^2$$

und damit

$$s_{\text{Brunnen}} = B * Q + C * Q^2$$

mit

B: zeitabhängiger Grundwasserleiteranteil der Absenkung [s/m²]

C: zeitunabhängiger Brunnenverlustkoeffizient [s²/m⁵]

Bei der Auswertung eines Stufenpumpversuchs mit mindestens 2 Pumpstufen, die bis zum Beharrungszustand betrieben werden (DVGW, 1997; BIESKE, 1992), können der lineare Grundwasserleiteranteil $B * Q$ und der Brunnenverlustanteil $C * Q^2$ bei manueller Auswertung durch Konstruktion einer Absenkungsparabel bzw. durch algebraische Lösung von zwei Gleichungen mit zwei Unbekannten getrennt werden. Ein ggf. vorhandener Anteil eines linearen Skin-Effektes kann neben dem linearen Grundwasserleiteranteil jedoch nicht erkannt werden.

Eine Einbeziehung des Skins (RAMEY, 1982) ergibt

$$s_{\text{Brunnen}} = B * Q + D * Q + C * Q^2$$

mit $D = \text{Skinfaktor}$ [s/m²]

bzw.

$$s_{\text{Brunnen}} = f(t) * Q + D * Q + C * Q^2$$

Diese Gleichung kann zur Bestimmung der Brunnenverluste nur herangezogen werden, wenn der zeitabhängige Anteil durch instationäre Auswertung abgetrennt werden kann. Dies ist mit manuellen Verfahren nicht möglich, jedoch mit einer computergestützten Auswertung.

3.5.1.2 Rorabaugh

RORABAUGH (1953) entwickelt empirisch ein Verfahren zur Abschätzung der Brunnenverluste:

$$s_{\text{Brunnenverlust}} = C * Q^n$$

und damit

$$s_{\text{Brunnen}} = B * Q + C * Q^n$$

mit $C =$ Brunnenverlustkoeffizient [s^n/m^{n-1}]

$n =$ Brunnenverlustexponent, zwischen 1 und 4 [-]

Diese Funktion ist physikalisch nicht begründet. Insbesondere für Exponenten n über 2 gibt es keine physikalische Herleitung. Ihre Anwendung ist daher prinzipiell problematisch (CLARK, 1977).

Bei der Auswertung eines Stufenpumpversuchs mit mindestens 3 Pumpstufen, die bis zum Beharrungszustand betrieben werden (DVGW, 1997; BIESKE, 1992), können der lineare Grundwasserleiteranteil $B * Q$ und der Brunnenverlustanteil $C * Q^n$ bei manueller Auswertung durch Konstruktion des Absenkungspolynoms getrennt werden. Ein ggf. vorhandener Anteil eines linearen Skin-Effektes kann neben dem linearen Grundwasserleiteranteil jedoch nicht erkannt werden.

Brunnenverluste nach Rorabaugh können in eine computergestützte Auswertung integriert werden.

3.5.2 Brunnenspeicherung

Der Effekt der Brunnenspeicherung tritt bei Brunnen großen Durchmessers, insbesondere Schachtbrunnen, insbesondere in Festgesteinen mit geringer Ergiebigkeit, in Erscheinung. In derartigen Systemen stammt am Beginn des Abpumpens nur ein geringer Teil des geförderten Wassers aus dem Grundwasserleiter. Der größere Teil wird aus dem Brunnenvolumen entnommen (Abb. 17).

Die Gesamtförderung aus dem Brunnen wird rechnerisch in zwei Komponenten zerlegt, die Entnahme aus dem Brunnenvolumen Q_{Bs} und den Zufluss aus dem Grundwasserleiter Q_{Aq} :

$$Q = Q_{Bs} + Q_{Aq}$$

mit

$$Q_{Bs} = \alpha * Q$$

$$Q_{Aq} = (1 - \alpha) * Q$$

α : relativer Anteil der Förderung aus dem Brunnenvolumen [-]

Damit ergibt sich für die Absenkung:

$$s_{Bs} = \delta t * Q_{Bs} / \pi / r_c^2$$

mit

s_{Bs} : Absenkung durch Entnahme aus dem Brunnenvolumen [m]

δt : Zeitschritt [s]

r_c : Radius der Aufsatzverrohrung [m]

$$s_{Aq} = Q_{Aq} / 4 / \pi / T * W(\delta t) + D * Q_{Aq} + C * Q_{Aq}^2$$

mit

s_{Aq} : Absenkung durch Entnahme aus dem Grundwasserleiter [m]

T: Transmissivität [m²/s]

W(δt): zeitabhängige Brunnenfunktion [-]

C, D: Koeffizienten des Brunnenvverlusts [s²/m⁵] bzw. [s/m²]

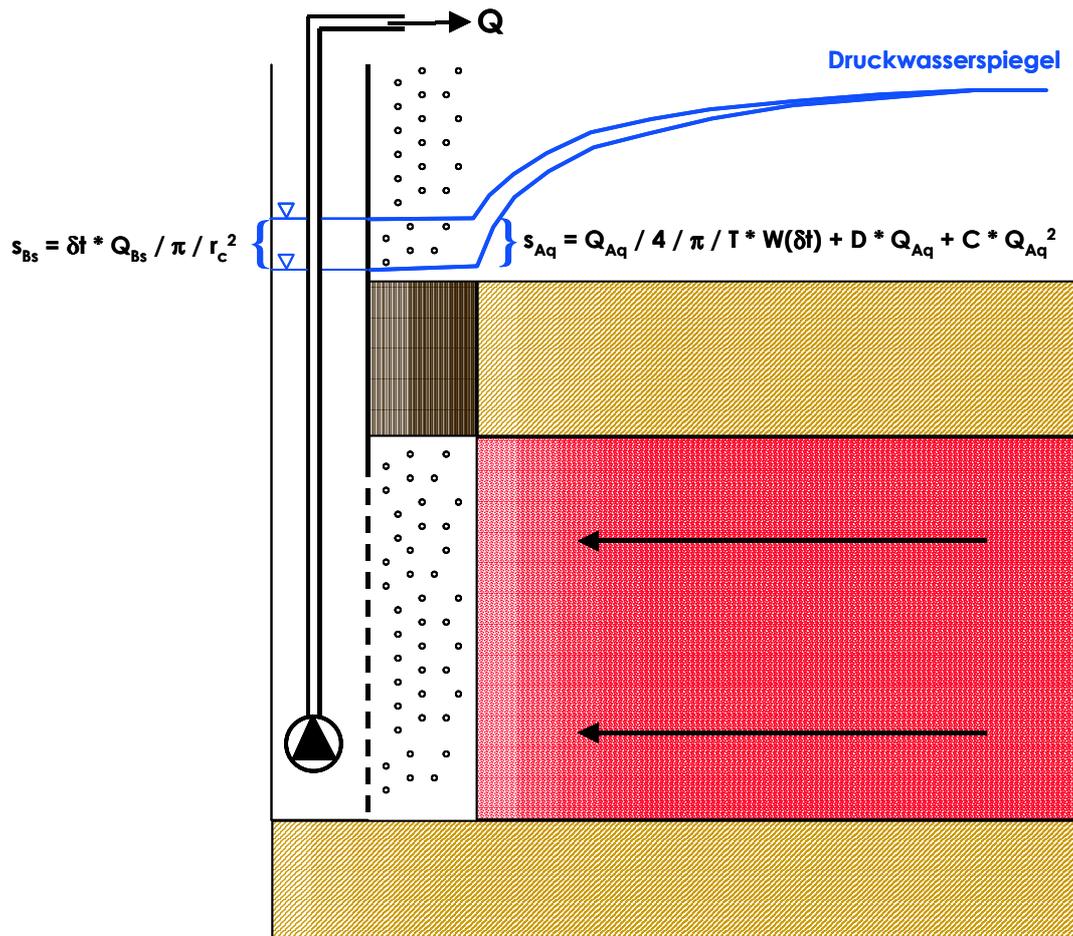


Abb. 17: Schema der Strömungsprozesse an einem Brunnen mit Brunnenspeichereffekt

Solange der Zufluss aus dem Grundwasserleiter sehr gering ist ($\alpha \sim 1$), ergibt sich damit ein lineares Verhältnis von Absenkung gegen Pumpzeit bzw. in der doppeltlogarithmischen Auftragung eine Gerade der Steigung 1.

Am Brunnen ist die Stetigkeit des Wasserspiegels zu fordern. Damit ergibt sich unter Einschluss ggf. vorhandener Brunnenerluste in Abhängigkeit vom Grundwasserleiteranteil der Förderung:

$$s_{Bs} = s_{Aq}$$

bzw.

$$\delta t * Q_{Bs} / \pi / r_c^2 = Q_{Aq} / 4 / \pi / T * W(\delta t) + D * Q_{Aq} + C * Q_{Aq}^2$$

bzw.

$$\delta t * \alpha * Q / \pi / r_c^2 = (1-\alpha) * Q / 4 / \pi / T * W(\delta t) + C * (1-\alpha) * Q + D * [(1-\alpha) * Q]^2$$

Für spezielle Fälle dieser Gleichung liegen geschlossene Lösungen vor, so zum Beispiel für den gespannten Grundwasserleiter ohne Brunnenerluste nach PAPADOPOULOS & COOPER (1967) (Abb. 18).

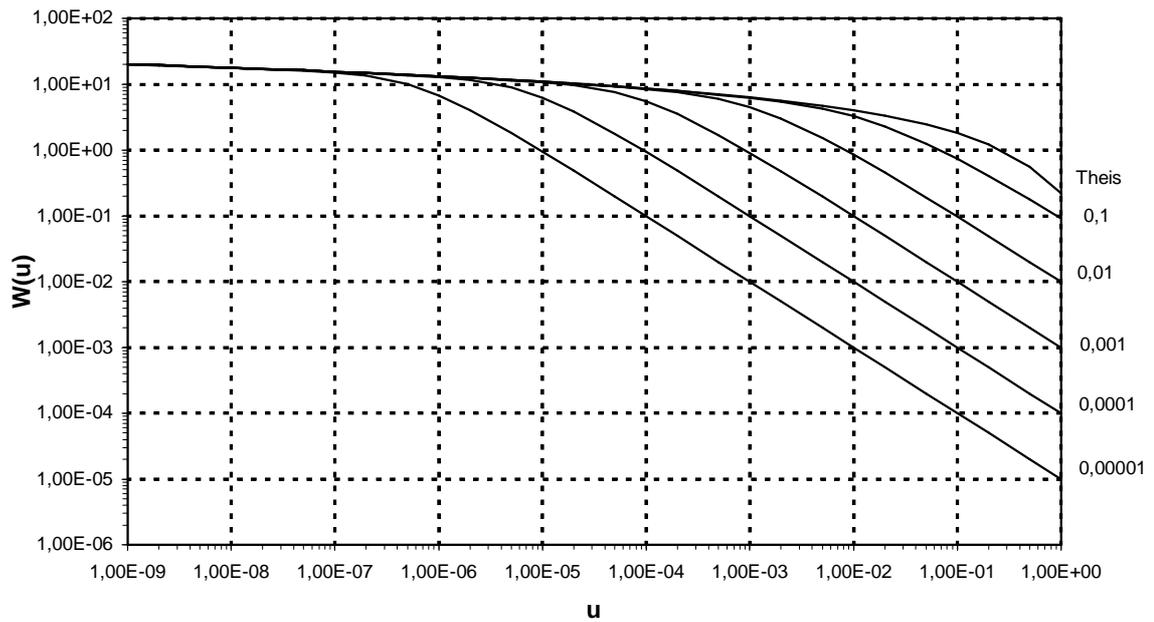


Abb. 18: Brunnenfunktion nach PAPADOPULOS & COOPER (1967)

Der Effekt der Brunnenspeicherung kann nach unterschiedlichen Verfahren in die computergestützte Auswertung einbezogen werden.

3.5.3 Freie Sickerstrecke

In ungespannten Grundwasserleitern kann es am Brunnen zur Ausbildung einer freien Sickerstrecke, d. h. einer Unstetigkeit des Wasserspiegels kommen (Abb. 19).

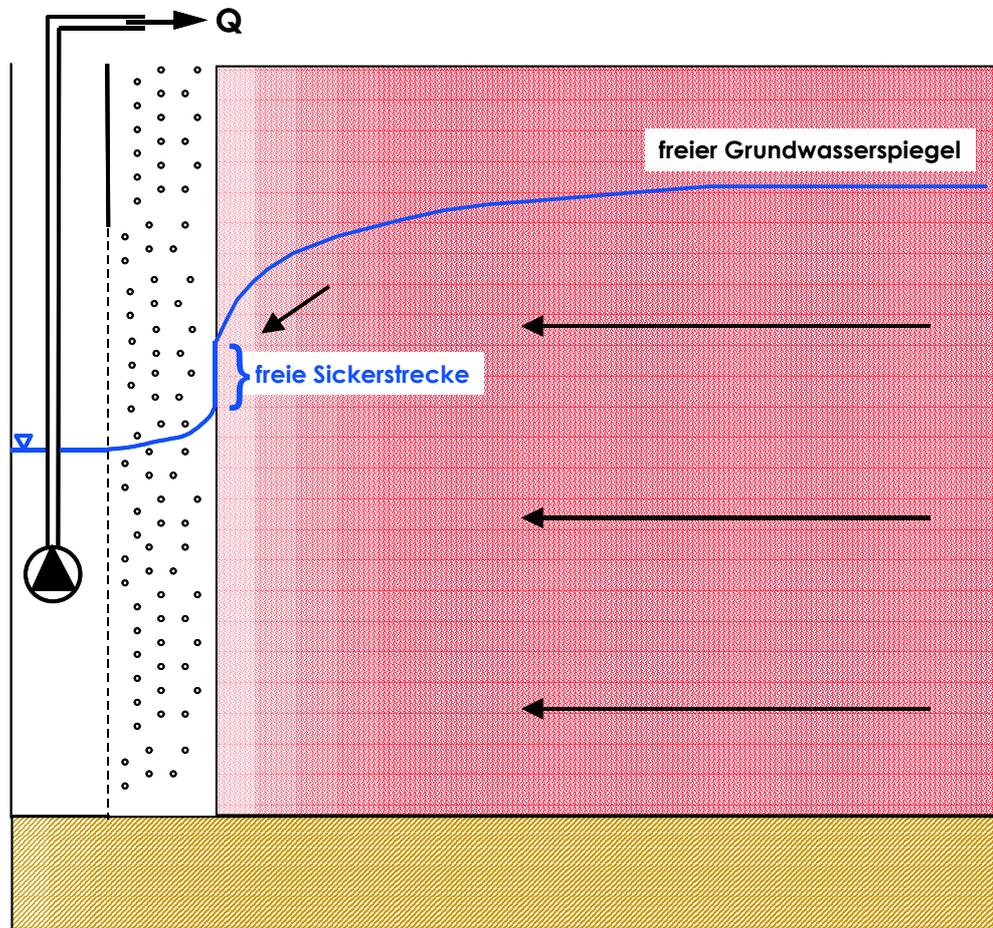


Abb. 19: Schema der Strömungsprozesse an einem Brunnen mit Ausbildung einer freien Sickerstrecke

Bei der freien Sickerstrecke handelt es sich um ein nicht durch geschlossene Lösungen berechenbares Phänomen. In anderen ingenieurtechnischen Anwendungen, in denen sie eine Rolle spielt, namentlich bei der Berechnung der Dammdurchsickerung, wird sie durch ein iterativ angepasstes Strömungsnetz bzw. Finite-Elemente-Netz angenähert (z. B. CEDERGREN, 1989). Abweichend hiervon und den verschiedenen Näherungsformeln im internationalen Fachschrifttum (MARINO & LUTHIN, 1982: 195; GEFELL et al., 1994) hat sich in Deutschland eine „exakte“ Bestimmungsgleichung eingebürgert (z. B. TRESKATIS et al., 1998), auf die hier nicht näher eingegangen wird, da sie keine physikalische Begründung hat.

Für die meisten praktischen Aufgabenstellungen, bei denen auch im pumpenden Brunnen die Absenkung gegenüber der Mächtigkeit des Grundwasserleiters gering bleibt, hat die freie Sickerstrecke keine relevante Bedeutung im Verhältnis zu anderen Effekten, insbesondere dem verstärkten Auftreten vertikaler Strö-

mungskomponenten in Brunnennähe in Verbindung mit Heterogenitäten (Schichtung) sowie Brunneneintrittsverlusten.

Marktgängige Computerprogramme zur Pumpversuchsauswertung berücksichtigen daher die freie Sickerstrecke nicht.

3.5.4 Unvollkommener Ausbau

Brunnen und Grundwassermessstellen erfassen häufig nicht die gesamte Mächtigkeit des Grundwasserleiters. Im Umfeld eines unvollkommen verfilterten Brunnens treten neben horizontalen auch vertikale Strömungskomponenten auf, die in der Auswertung berücksichtigt werden müssen (Abb. 20). Als vollkommen werden Brunnen angesehen, die mehr als 70% der Mächtigkeit erfassen.

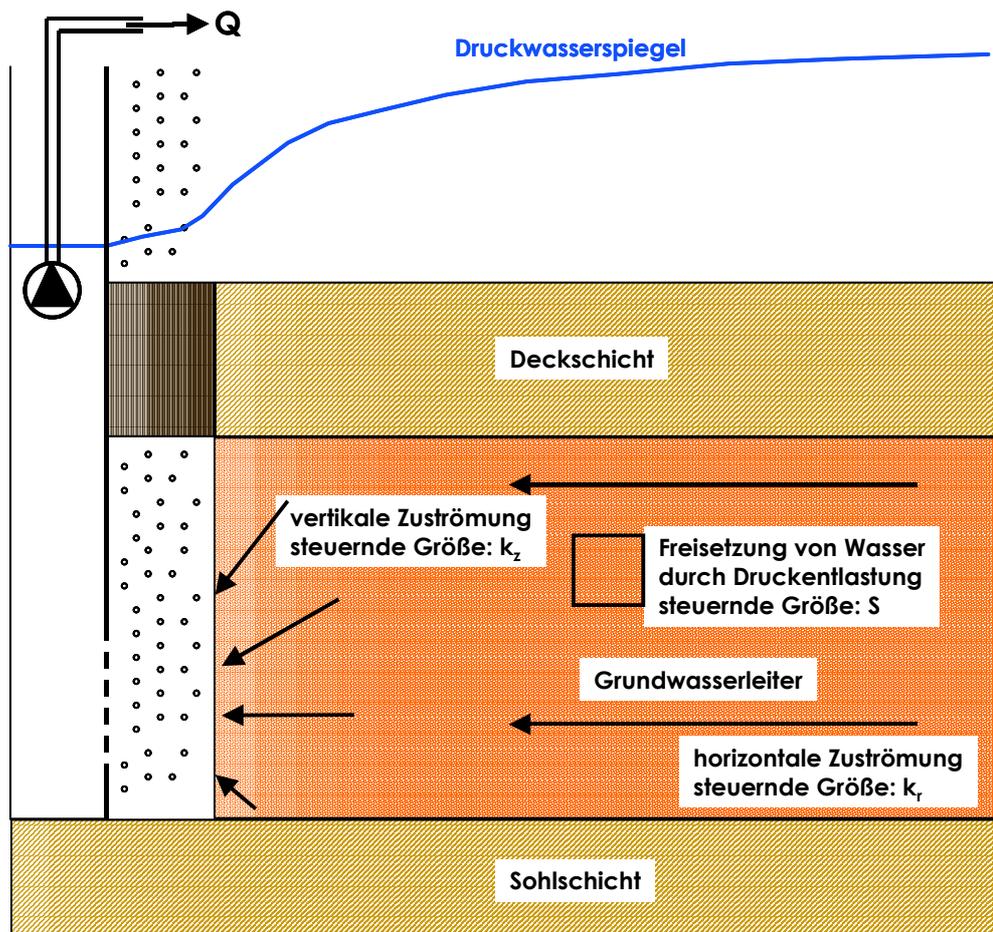


Abb. 20: Schema der Strömungsprozesse an einem Brunnen mit unvollkommenem Ausbau

Lösungen für unvollkommene Brunnen in homogenen anisotropen Grundwasserleitern sind in HANTUSH (1964) beschrieben. Heterogene (geschichtete) Grundwasserleiter können mit diesen Ansätzen behandelt werden, wenn ihre Schichtung als Wechsellagerung von Schichten unterschiedlicher Durchlässigkeit makroskopisch als Anisotropie wirkt (GILLBRICHT, 1996). Für Messstellen, die weit vom Brunnen entfernt sind, können die einfachen Lösungen ohne Berücksichtigung der Filterstellung(en) verwendet werden, da hier die horizontale Strömung überwiegt (Gültigkeit der Dupuit-Annahme). Die Entfernung, ab der diese Vereinfachung zulässig ist, hängt von der Filtergeometrie und dem Anisotropiefaktor ab. Als Faustregel wird eine Entfernung vom Zweifachen der Mächtigkeit des Grundwasserleiters angesetzt.

Für ungespannte Grundwasserleiter wird der Effekt des unvollkommenen Ausbaus in das mathematische Modell nach Neuman einbezogen.

Der Effekt des unvollkommenen Brunnenausbaus kann nach unterschiedlichen Verfahren in die computergestützte Auswertung einbezogen werden.

3.6 Analytische Grundwasserströmungsmodelle

Die geschlossenen (analytischen) Lösungen für Pumpversuche stellen Grundwasserströmungsmodelle mit radialsymmetrischer Geometrie dar. Im Gegensatz zu numerischen Modellen ist in derartigen Modellen die Berechnung einzelner Absenkungswerte an einem Messpunkt zu einer vorgegebenen Zeit ohne räumliche und zeitliche Diskretisierung möglich. Analytische Grundwasserströmungsmodelle sind daher wesentlich effizientere Werkzeuge als numerische Modelle, soweit die hydrogeologische Situation bzw. der Kenntnisstand ihre Anwendung zulässt (SPITZ & MORENO, 1996; GILLBRICHT, 1999a).

Die Berechnung des Wasserspiegels ist für alle Grundwasserleiter mit linearem Verhalten nach dem Prinzip der Superposition möglich (BOHLING & MCELWEE, 1992). Für Grundwasserleiter mit nicht-linearem Verhalten, d. h. ungespannte Grundwasserleiter mit freier Wasseroberfläche, ist das Prinzip der Superposition anwendbar, soweit die Absenkungen insgesamt klein im Verhältnis zur wassergesättigten Mächtigkeit bleiben. Diese Bedingung ist für die meisten praktischen Fälle erfüllt.

Ein analytisches Grundwassermodell auf der Grundlage von Brunnenfunktionen lässt sich mathematisch wie folgt beschreiben:

$$h(x,t) = h(x,0) - \sum_{i=1}^{N_{Br}} \sum_{j=1}^{N_{Pumpst}} f(x,t, Parameter, Q_{i,j} - Q_{i,j-1})$$

mit

$h(x, t)$:	Wasserstand am Ort x zur Zeit t [m]
$h(x, 0)$:	Wasserstand am Ort x zur Zeit 0 („Ruhewasserspiegel“) [m]
N_{Br} :	Zahl der Brunnen
N_{Pumpst} :	Zahl der Pumpstufen
$f()$:	Brunnenfunktion [m]
Parameter:	hydraulische Grundwasserleiter- und ggf. Brunnenparameter
$Q_{i,j}$:	Förderrate des Brunnens i in der Pumpstufe j [m ³ /s]

In dieser Formulierung des Modells lässt sich erkennen, dass die gelegentlich aufgestellte Forderung nach einer horizontalen Lage des Ruhewasserspiegels (z. B. HÖLTING & COLDEWEY, 2005: 87; MAIER & HAMER, 1998: 434) unbegründet ist. Diese gilt nur für spezielle Auswertungsverfahren für (quasi-) stationäre Strömungszustände, die nicht Gegenstand dieser Dokumentation sind.

Hydraulische Ränder werden in dieser Schreibweise durch Spiegelbrunnen in das System eingeführt.

Die computergestützte Auswertung von Pumpversuchen mit dem Verfahren der Parameteroptimierung stellt eine Inversmodellierung auf der Grundlage eines derartigen analytischen Grundwassermodells dar.

4. Auswertungsverfahren

Ziel einer Pumpversuchsauswertung ist die Bestimmung repräsentativer Werte der hydraulischen Parameter aus den Ergebnissen des Pumpversuchs. Es handelt sich damit um eine Aufgabe der Inversmodellierung, bei der die Parameter einer Modellfunktion so bestimmt werden, dass die berechneten Modellwerte der Absenkung in möglichst guter Übereinstimmung mit den im Versuch gemessenen Werten stehen. Als Zielfunktion der Parameterbestimmung gilt daher wie in der Modellkalibrierung der numerischen Modellierung:

$$\sum_{i=1}^n (s_{\text{gemessen}} - s_{\text{berechnet}})^2 \xrightarrow{\text{Parameter}} \textit{Minimum}$$

mit

n: Zahl der Messwerte

Wir werden sehen, dass Typkurvenverfahren von diesem Grundschema abweichen.

Nach der Komplexität der anzuwendenden mathematischen und rechentechnischen Mittel werden drei Typen von Auswertungsverfahren unterschieden:

Gradlinienverfahren

Typkurvenverfahren

Verfahren der nicht-linearen Parameteroptimierung

4.1 Gradlinienverfahren

Die Konstruktion einer Geraden durch eine Schar von Messpunkten kann bei der manuellen Durchführung der Auswertung optisch erfolgen oder nach dem Prinzip der linearen Regression (Abb. 21). Wegen der Reproduzierbarkeit und der Unabhängigkeit vom Bearbeiter ist dem letzteren Verfahren der Vorzug zu geben. Der rechentechnische Aufwand ist gering und kann mit einem handelsüblichen Taschenrechner oder einem Tabellenkalkulationsprogramm geleistet werden.

Die Minimierung der Fehlerquadrate nach der Gleichung

$$\sum_{i=1}^n (s_{\text{gemessen}} - s_{\text{berechnet}})^2 \xrightarrow{\text{Parameter}} \text{Minimum}$$

ergibt sich, wenn $s_{\text{berechnet}}$ einer Gradengleichung folgt, unmittelbar aus den Messwerten:

$$s_{\text{berechnet}} = a + b * \ln(t) \text{ bzw.}$$

$$s_{\text{berechnet}} = a + b * \ln(t/r^2)$$

mit a, b: Regressionkoeffizienten.

$$a = \frac{\sum s_{\text{gemessen}} * \sum (\ln(t))^2 - \sum \ln(t) * (\sum \ln(t) * s_{\text{gemessen}})}{N * \sum (\ln(t))^2 - (\sum \ln(t))^2}$$

$$b = \frac{n * \sum \ln(t) * s_{\text{gemessen}} - \sum \ln(t) * \sum s_{\text{gemessen}}}{n * \sum (\ln(t))^2 - (\sum \ln(t))^2}$$

mit

n: Zahl der Messwerte

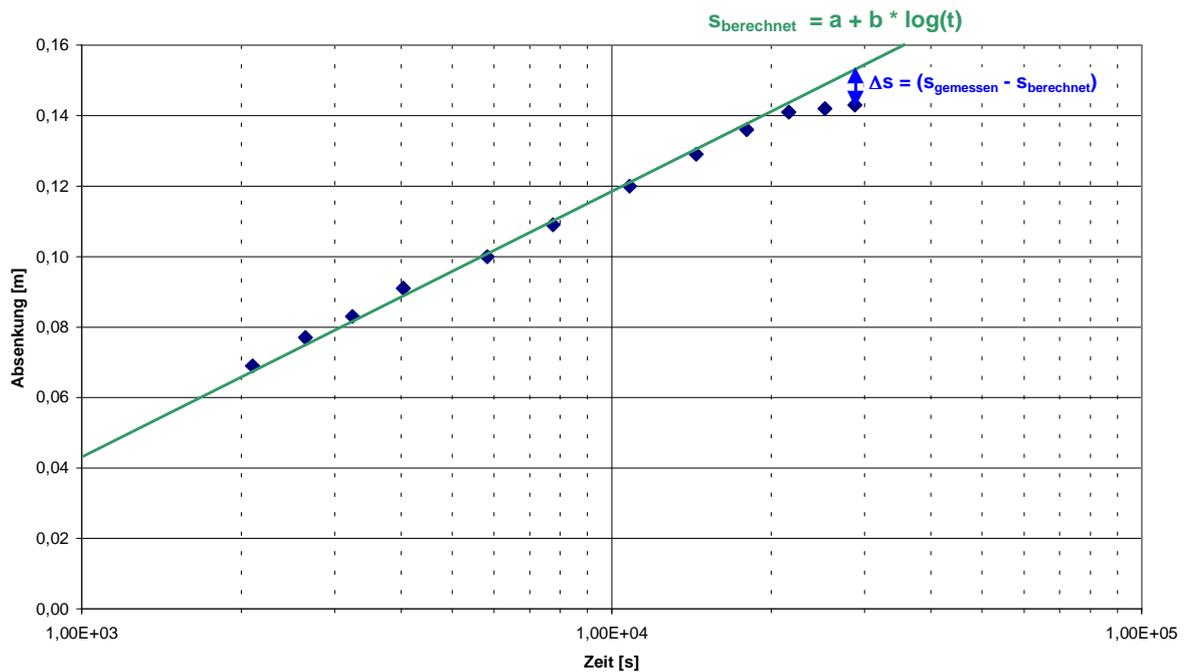


Abb. 21: Auswertung von Pumpversuchsdaten nach einem Geradlinienverfahren

Aus den Regressionskoeffizienten werden die hydraulischen Parameter nach den jeweiligen Verfahren berechnet. Erst nach Vorliegen der Ergebnisse kann entschieden werden, welche Messpunkte innerhalb des Gültigkeitsbereiches des Verfahrens (z. B. beim Verfahren nach COOPER & JACOB, 1946) bei einer vorgegebenen Genauigkeit liegen. Daher muss das Verfahren üblicherweise mehrfach (iterativ) durchlaufen werden (Abb. 22).

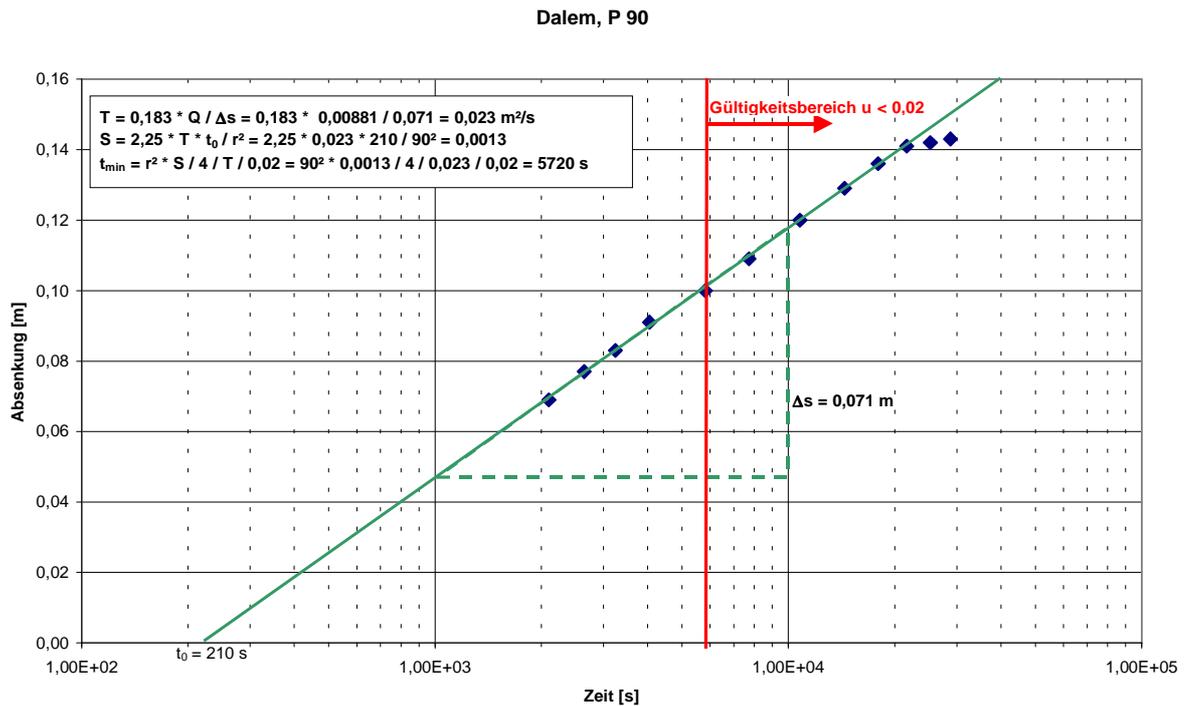


Abb. 22: Auswertung eines Pumpversuchs nach dem Geradlinienverfahren nach COOPER & JACOB (1946)

Als „Abfallprodukt“ der Geradlinienverfahren kann man den Pearson'schen Korrelationskoeffizienten als Gütemaß für die Anpassung der Geraden an die Messwerte berechnen:

$$r = \frac{\sum \log(t) s_{\text{gemessen}} - \frac{1}{n} \sum \log(t) \sum s_{\text{gemessen}}}{\sqrt{\left[\sum \log(t)^2 - \frac{1}{n} \left(\sum \log(t) \right)^2 \right] \left[\sum s_{\text{gemessen}}^2 - \frac{1}{n} \left(\sum s_{\text{gemessen}} \right)^2 \right]}}$$

Der Korrelationskoeffizient stellt jedoch kein Gütemaß für die berechneten hydraulischen Parameter dar.

Die Umsetzung von Geradlinienverfahren für die computergestützte Auswertung von Pumpversuchen kann auf verschiedene Arten, insbesondere im Hinblick auf die Auswahl der einzubeziehenden Messpunkte, erfolgen, die zu unterschiedlichen Ergebnissen führen können.

4.2 Typkurvenverfahren

Die Bestimmung hydraulischer Parameter aus den Messwerten erfolgt beim Typkurvenverfahren durch Anpassung einer dimensionslosen Auftragung von Funktionswerten der entsprechenden Brunnenfunktion an die Messwerte. Beim manuellen Verfahren erfolgt diese Anpassung optisch durch den Bearbeiter. Üblicherweise werden hierzu Typkurven und Messwerte in doppeltlogarithmischer Skalierung (Absenkung gegen Zeit) auf getrennten Oleaten (Transparentpapiere) aufgetragen. Die Anpassung erfolgt durch Verschieben der Typkurvenoleate gegenüber der Messwertoleate (Abb. 23). Die Bestimmung der Parameterwerte erfolgt schließlich durch Umrechnung aus den relativen Verschiebungsbeträgen (Passpunktverfahren) sowie aus den Scharparametern bei Verfahren mit Typkurvenscharen (Abb. 24). Weitere Informationen zur manuellen Durchführung von Typkurvenverfahren sind insbesondere in KRUSEMAN & DE RIDDER (1990) und WALTON (1962) enthalten.

Das Gütekriterium der Kurvenanpassung zielt auf die Minimierung der mittleren Abweichung der Messwerte von der Typkurve. Dies bedeutet bei der üblichen Auftragung im doppeltlogarithmischen Koordinatensystem:

$$\sum_{i=1}^n (\log(s_{\text{gemessen}}) - \log(s_{\text{Typkurve}}))^2 \xrightarrow{\text{Parameter}} \textit{Minimum}$$

bzw.

$$\sum_{i=1}^n \left(\frac{s_{\text{gemessen}}}{s_{\text{Typkurve}}}\right)^2 \xrightarrow{\text{Parameter}} \textit{Minimum} \quad \text{für } s_{\text{gemessen}} \geq s_{\text{Typkurve}}$$

$$\sum_{i=1}^n \left(\frac{s_{\text{Typkurve}}}{s_{\text{gemessen}}}\right)^2 \xrightarrow{\text{Parameter}} \textit{Minimum} \quad \text{für } s_{\text{Typkurve}} > s_{\text{gemessen}}$$

mit

n: Zahl der Messwerte

i: Laufvariable

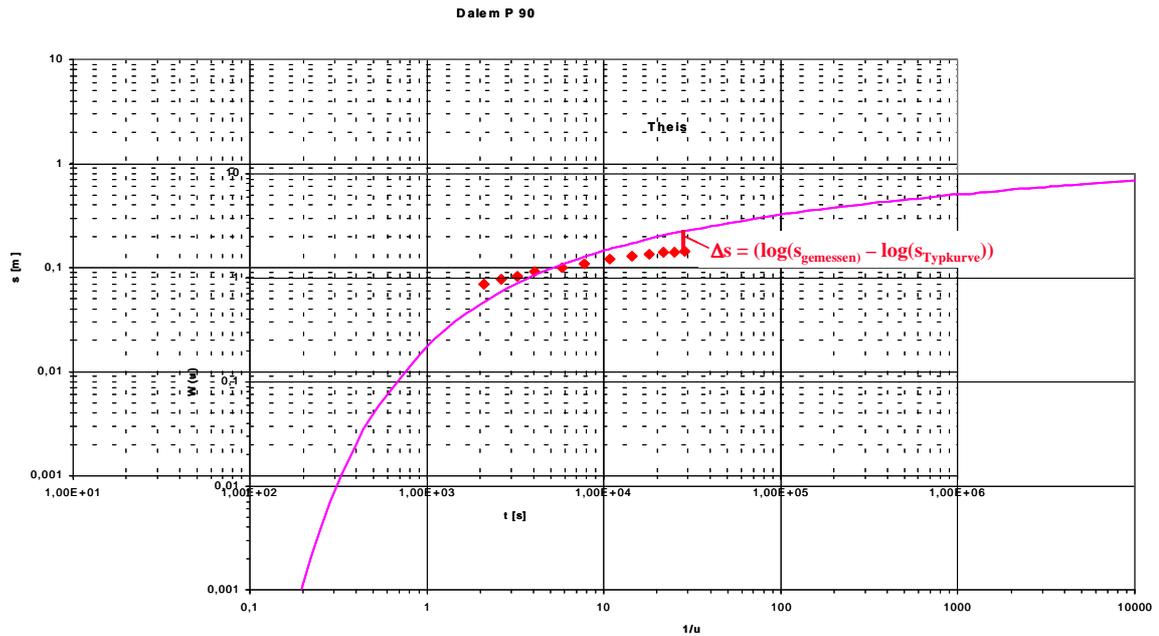


Abb. 23: Auswertung eines Pumpversuchs nach einem Typkurvenverfahren

Dies bedeutet, dass sich das Typkurvenverfahren in der Zielfunktion grundlegend von Gradlinienverfahren und den Verfahren der Parameteroptimierung unterscheidet.

Die Verwendung des logarithmischen Maßstabes hat zur Folge, dass Messwerte $s_{\text{gemessen}} \leq 0$ nicht in die Auswertung einbezogen werden können. Außerdem werden Messwertabweichungen bei geringer Absenkung, d. h. aus der Anfangsphase des Versuchs, durch die Logarithmierung stärker gewichtet als Messwerte mit hoher Absenkung zu späteren Zeiten. So wird eine Abweichung von 1 cm (Messgenauigkeit üblicher Kabellichtlote oder Datensammler) bei einer berechneten Absenkung von 1 cm ebenso gewichtet wie eine Abweichung von 5 m bei einer berechneten Absenkung von 5 m.

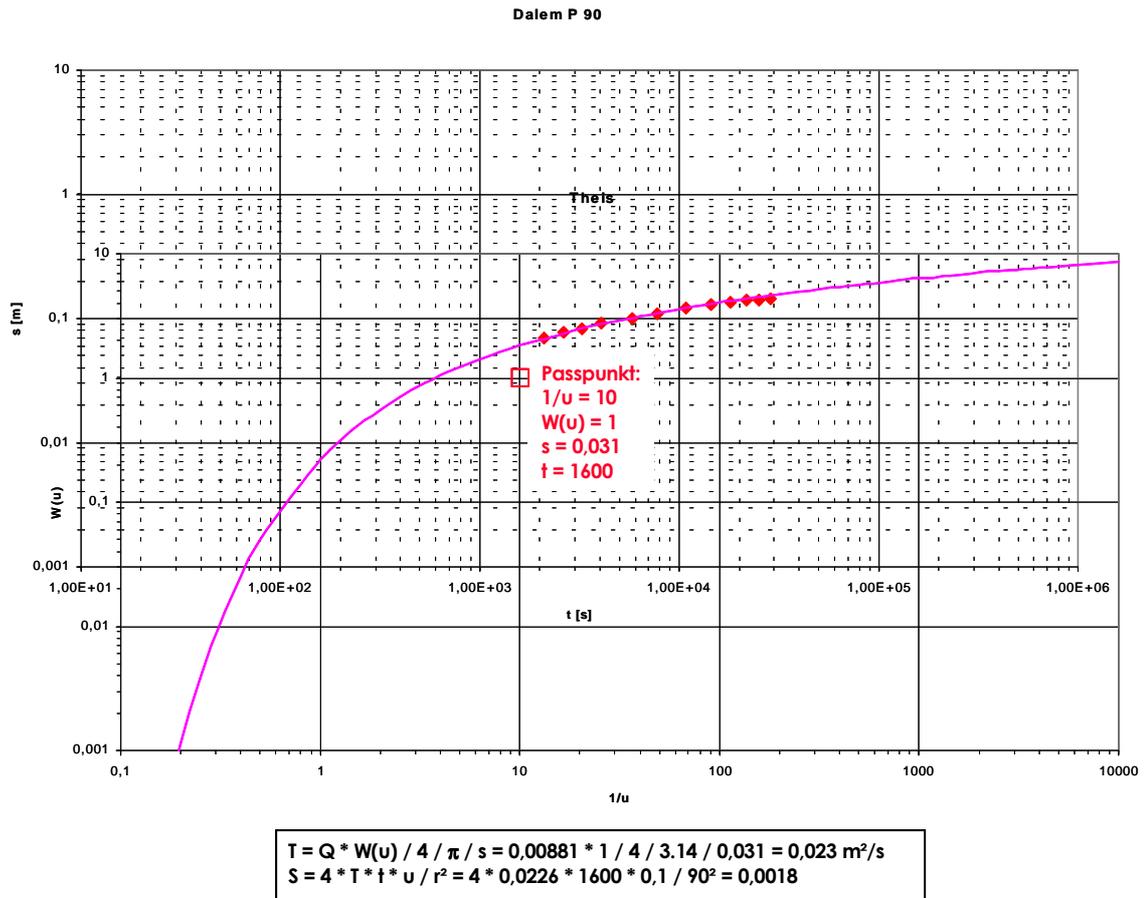


Abb. 24: Auswertung eines Pumpversuchs nach dem Typkurvenverfahren nach THEIS (1935)

Typkurvenverfahren sind grundsätzlich nur für die Auswertung einstufiger Pumpversuche mit einem Förderbrunnen und Daten aus einer Grundwassermessstelle geeignet. Eine Ausnahme bildet hier nur das Typkurvenverfahren nach Theis, bei dem durch Auftragung von s gegen t/r^2 Daten aus mehreren Grundwassermessstellen verwendet werden können.

Die Umsetzung von Typkurvenverfahren für die computergestützte Auswertung von Pumpversuchen kann auf verschiedene Arten erfolgen, die zu unterschiedlichen Ergebnissen führen können.

Nachbemerkung: Im weit verbreiteten Lehrbuch von LANGGUTH & VOIGT (2004): 235 ff. wird die Überlagerung einer Typkurve mit den Datenpunkten missverständlich mit dem Begriff der Superposition belegt. Dieser sollte aber ausschließlich für das Prinzip der linearen Verknüpfung von analytischen Teillösungen in analytischen Grundwasserströmungsmodellen angewendet werden.

4.3 Parameteroptimierung

Bei der universellen Parameteroptimierung werden die Parameter einer Modellfunktion so variiert, dass die berechneten Modellwerte der Absenkung in möglichst guter Übereinstimmung mit den im Versuch gemessenen Werten stehen. Als Zielfunktion der Parameterbestimmung gilt wie in der Modellkalibrierung der numerischen Modellierung (Abb. 25):

$$\sum_{i=1}^n (s_{\text{gemessen}} - s_{\text{berechnet}})^2 \xrightarrow{\text{Parameter}} \text{Minimum}$$

mit

n: Zahl der Messwerte

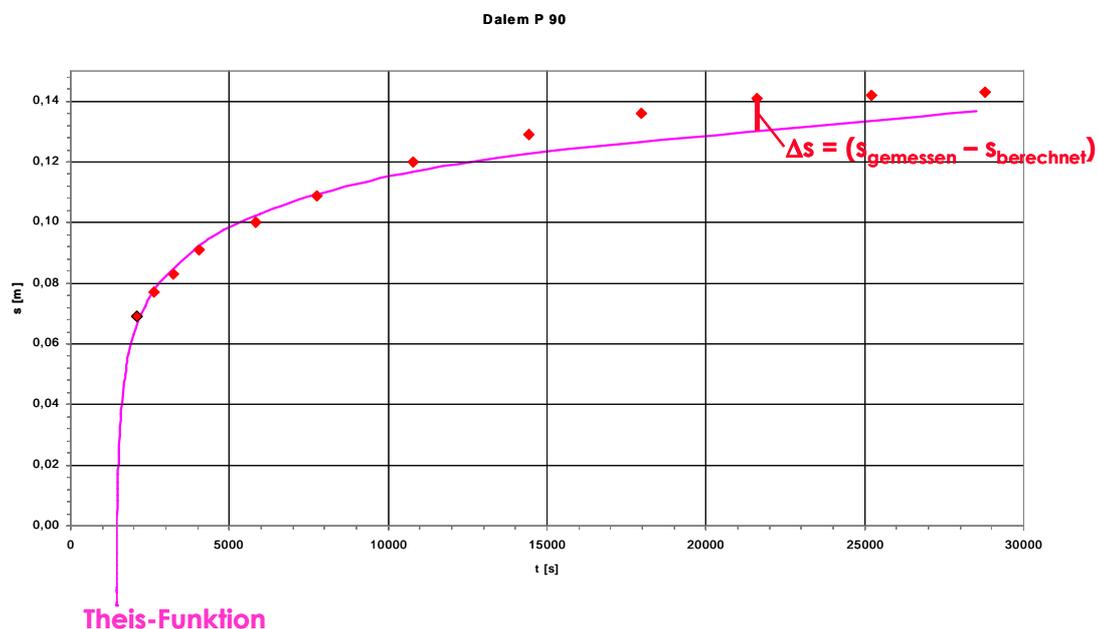


Abb. 25: Auswertung eines Pumpversuchs nach dem Verfahren der Parameteroptimierung

Im Gegensatz zu den Verfahren der Gradlinienauswertung und der Typkurvenauswertung können beliebige Versuchsabläufe, d. h. ein vollständiges analytisches oder ggf. numerisches Grundwassermodell zur Berechnung der Absenkungen $s_{\text{berechnet}}$ herangezogen werden. Eine Beschränkung auf einstufige Versuche oder Versuche mit nur einem Brunnen und einer Messstelle entfällt damit. Von besonderer Bedeutung für die Auswertungsqualität ist die Einbeziehung der Messwerte aus allen Messstellen. Wie bei der Kalibrierung eines numerischen Grundwassermodells können damit repräsentative mittlere Parameterwerte des Grundwasserleiters für das gesamte Untersuchungsgebiet ermittelt werden (vgl. Abschnitt 6).

Es stehen verschiedene Algorithmen für die Parameteroptimierung zur Verfügung. Es handelt sich um Suchalgorithmen, die unter Verwendung der partiellen Differentiale der Brunnenfunktion bei der Parametervariation die günstigste Pa-

parameterkombination auf dem Wege der multiplen nicht-linearen Regression ermitteln. Als Beispiele seien die Algorithmen nach Newton-Raphson (KINZELBACH, 1986) und Marquardt-Levenberg (PRESS et al., 1989, dort auch weitere Algorithmen) genannt.

Daneben gibt es genetische Algorithmen, die keine numerische Differentiation der Brunnenfunktionen voraussetzen (SAMUEL & JHA, 2003).

Die universelle Parameteroptimierung kann nur rechnergestützt erfolgen.

5. Computergestützte Auswertungsmethoden

Die computergestützte Auswertung von Pumpversuchen hat gegenüber den manuellen Verfahren deutliche Vorteile:

1. Der Bearbeiter wird von manuellen Vorarbeiten entlastet, z. B. der Umrechnung von Uhrzeiten in abgelaufene Zeit ab Versuchsbeginn, Abstichsmessungen in Absenkungen unter Ruhewasserspiegel, maßstäbliche Auftragungen der Messwerte.
2. Der Vorgang der Anpassung von Modellfunktionen, ggf. als Geraden oder Typkurven, erfolgt nach objektiven Kriterien und ist damit reproduzierbar und vom Bearbeiter unabhängig.
3. Für komplexe Modelle können nicht tabelliert vorliegende Werte von Modellfunktionen bzw. Typkurven nach Bedarf neu berechnet werden.
4. Es bestehen keine prinzipiellen Beschränkungen für die Komplexität des Versuchsaufbaus und -ablaufs.

Obwohl die vollen Möglichkeiten einer computergestützten Auswertung nur in der universellen Parameteroptimierung zur Geltung kommen, sind auch die konventionellen Verfahren der Gradlinienanpassung und der Typkurvenanpassung in zahlreichen Variationen in kommerziellen Programmen realisiert.

5.1 Computergestützte Gradlinienverfahren

Die Umsetzung von Gradlinienverfahren für die computergestützte Auswertung von Pumpversuchen kann auf verschiedene Arten erfolgen, die zu unterschiedlichen Ergebnissen führen können:

Verfahren 1: Die einfachste Version stellt eine Umstellung des manuellen Verfahrens auf eine interaktive manuelle Auswertung am Bildschirm dar. Hierbei wird die maßstäbliche Auftragung der Messwerte in unterschiedlichen (halblogarithmischen) Maßstäben durch den Rechner geleistet. Anschließend erfolgt die Festlegung einer Ausgleichsgeraden optisch mittels Befehlstasten oder Maussteuerung oder durch Berechnung einer Regressionsgeraden. Die in die Berechnung der Ausgleichsgeraden einzubeziehenden Messpunkte bzw. der zeitliche Bereich der Auswertung werden interaktiv vom Anwender vorgegeben. Das Programm bestimmt aus der Lage der Ausgleichsgeraden die Werte für die entsprechenden hydraulischen Parameter und zeigt ggf. den Gültigkeitsbereich des Verfahrens an.

Verfahren 2: Die automatisierte Anpassung der Ausgleichsgeraden erfolgt entsprechend dem manuellen Verfahren durch Berechnung einer Regressionsgeraden. Die Auswahl der einzubeziehenden Messpunkte erfolgt jedoch automatisiert (Abb. 26). Die Genauigkeitsgrenze des Verfahrens wird entweder programmseitig oder vom Anwender vorgegeben.

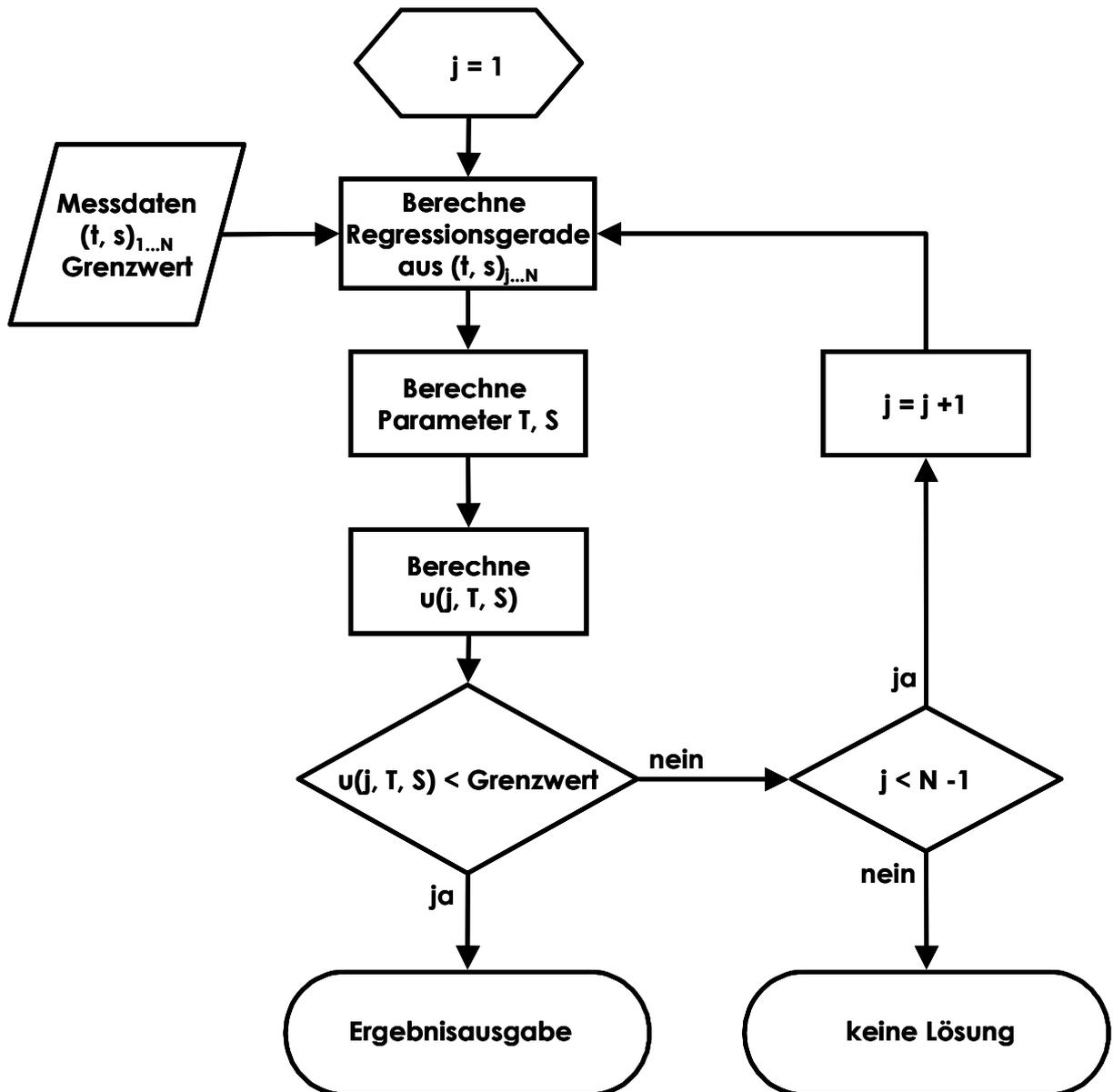


Abb. 26: Fließbild des Algorithmus für das rechnergestützte Geradlinienverfahren nach COOPER & JACOB (1946)

5.2 Computergestützte Typkurvenverfahren

Die Umsetzung von Typkurvenverfahren für die computergestützte Auswertung von Pumpversuchen kann auf verschiedene Arten erfolgen, die zu unterschiedlichen Ergebnissen führen können:

Verfahren 1: Die einfachste Version stellt eine Umstellung des manuellen Verfahrens auf eine interaktive manuelle Auswertung am Bildschirm dar (z. B. MADSEN, 1985). Hierbei wird die maßstäbliche Auftragung der Messwerte und die ggf. erforderliche neue Auftragung der Typkurve(n) in unterschiedlichen (doppeltlogarithmischen) Maßstäben durch den Rechner geleistet. Anschließend erfolgt die Verschiebung der Typkurve über die Daten interaktiv mittels Befehlstasten oder Maussteuerung. Das Programm bestimmt aus den Verschiebungsbeträgen (Passpunkt) sowie ggf. die ausgewählte Kurve einer Schar fortlaufend die Werte für die entsprechenden hydraulischen Parameter.

Verfahren 2: Die automatisierte Anpassung der Typkurve erfolgt entsprechend dem manuellen Verfahren, indem die Verschiebungsbeträge entlang der Achsen des Koordinatensystems (Passpunkte) als Parameter in ein nicht-lineares Parameteroptimierungsprogramm eingehen und die hydraulischen Parameter hieraus sekundär bestimmt werden. Hierbei sind mehrere Varianten möglich:

Varianten der verwendeten Typkurven:

Variante T1: Es werden tabellierte Werte der Typkurve verwendet. Für den Vergleich mit den Messdaten werden hieraus interpolierte Werte (lineare oder geometrische Interpolation) verwendet.

Variante T2: Werte der Typkurve werden nach jeder Parameteränderung aus der Brunnenfunktion für jeden Messpunkt (t bzw. t/r^2) neu berechnet.

Varianten der Parameteroptimierung:

Variante O1: In der Parameteroptimierung werden entsprechend dem manuellen Verfahren die Abstandskquadrate im logarithmischen Maßstab minimiert:

$$\sum_{i=1}^n (\log(s_{\text{gemessen}}) - \log(s_{\text{Typkurve}}))^2 \xrightarrow{\text{Parameter}} \text{Minimum}$$

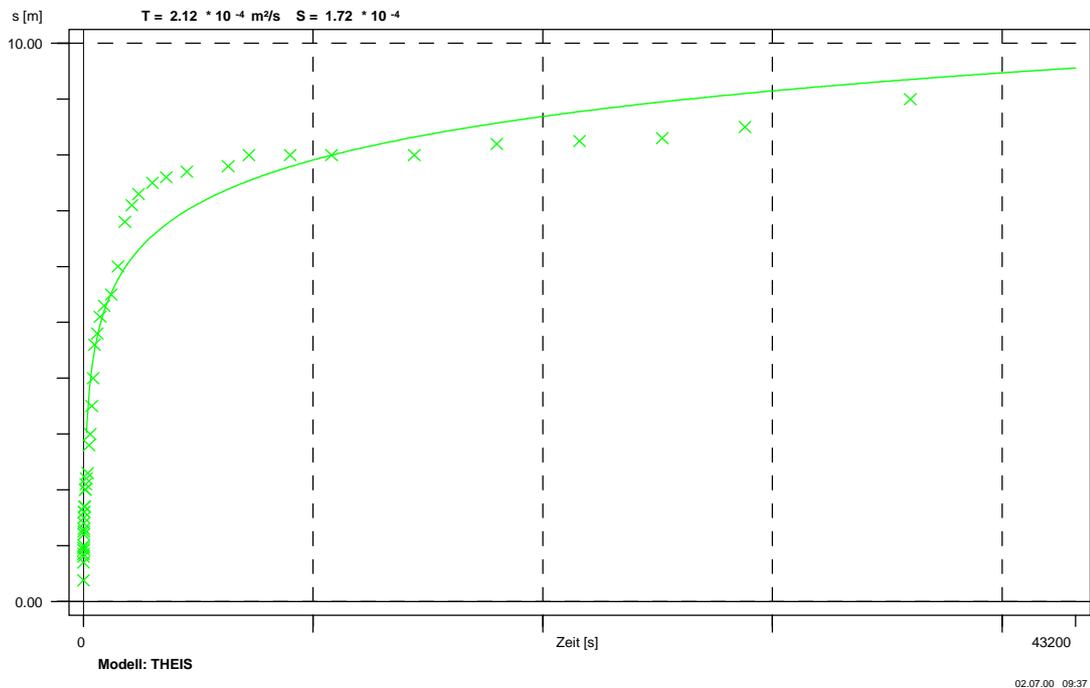
Variante O2: In der Parameteroptimierung werden entsprechend den üblichen Verfahren der Grundwassermodellierung die Abstandskquadrate im linearen Maßstab minimiert:

$$\sum_{i=1}^n (s_{\text{gemessen}} - s_{\text{Typkurve}})^2 \xrightarrow{\text{Parameter}} \text{Minimum}$$

Diese Variante ermöglicht die Einbeziehung auch von Absenkungen des Betrags Null in die Auswertung.

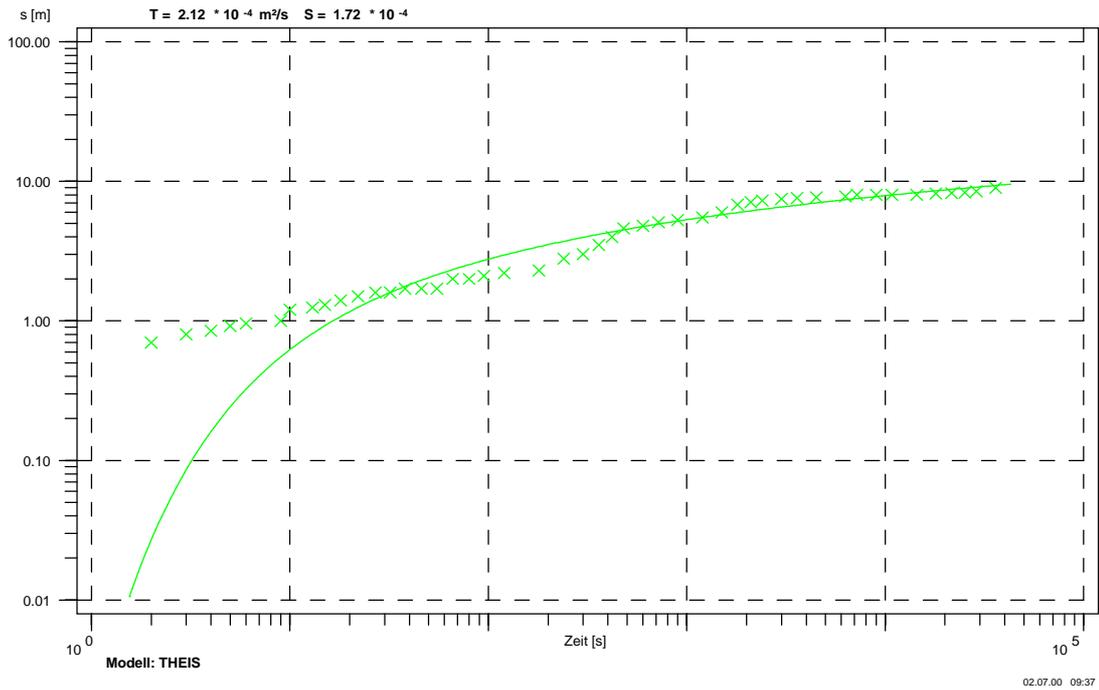
Es ist davon auszugehen, dass die Mehrzahl der heute am Markt befindlichen Programme den Varianten T2 und O2 folgen und damit bezüglich der rechentechnischen Umsetzung des Verfahrens ein fließender Übergang zu Programmen mit universeller Parameteroptimierung gegeben ist. **Die automatisierte Typkurvenanpassung weicht damit systematisch vom entsprechenden manuellen Verfahren ab.** Es ist daher nicht verwunderlich, dass

gelegentlich die Meinung vertreten wird, dass die automatisch angepasste Kurve nachträglich „mit hydrogeologischem Sachverstand“ nachbearbeitet werden müsse. Tatsächlich dürfte es sich dabei regelmäßig um einen Effekt der optischen Prüfung der linear optimal angepassten Kurve in der doppellogarithmischen Darstellung handeln (Abb. 27).

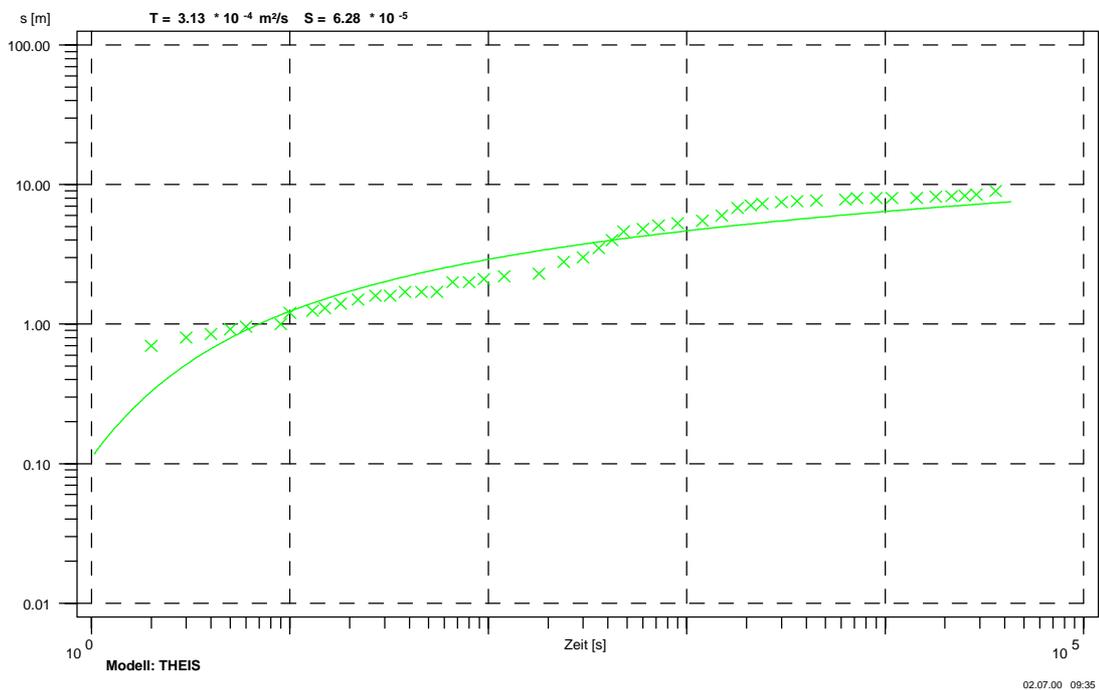


	Testdaten Typkurven automatische Funktionsanpassung	Bild 1 von 3
--	--	--------------

Abb. 27: Auswertung eines Pumpversuchs nach dem Typkurvenverfahren nach THEIS (1935) in unterschiedlicher grafischer Darstellung



	Testdaten Typkurven automatische Funktionsanpassung, logarithmische Darstellung	Bild 2 von 3
--	---	---------------------



	Testdaten Typkurven grafische Typkurvenanpassung	Bild 3 von 3
--	--	---------------------

Abb. 27 (Forts.): Auswertung eines Pumpversuchs nach dem Typkurvenverfahren nach THEIS (1935) in unterschiedlicher grafischer Darstellung

Liegen die Messwerte ohnehin dicht an der idealen Kurve, so hat die Art der verwendeten Zielfunktion naturgemäß nur geringen Einfluss auf das Auswertungsergebnis:

$$(s_{\text{gemessen}} - s_{\text{Typkurve}}) \longrightarrow 0 \Rightarrow [\log(s_{\text{gemessen}}) - \log(s_{\text{Typkurve}})] \longrightarrow 0$$

Verfahren 3: Die automatisierte Anpassung der Typkurve erfolgt abweichend vom manuellen Verfahren, indem die hydraulischen Parameter unmittelbar in ein nicht-lineares Parameteroptimierungsprogramm eingehen. Es sind dieselben Verfahrensvarianten wie beim Verfahren 2 möglich. Es ist davon auszugehen, dass die Mehrzahl der heute am Markt befindlichen Programme zur Typkurvenanpassung dieses Verfahren mit den oben dargestellten Varianten T2 und O2 verwendet.

5.2.1 Computergestützte Funktionsberechnung

Die Berechnung von Werten der verschiedenen Grundwasserleiterfunktionen kann nach sehr unterschiedlichen Verfahren erfolgen, die sich nach Genauigkeit und rechentechnischer Effizienz (Geschwindigkeit) unterscheiden.

Verfahren 1: Interpolation aus tabellierten Werten (z. B. CLARKE, 1988)

Nur auf den ersten Blick erscheint dieses Verfahren als besonders unsauber und altertümlich. Tatsächlich verbindet es eine hohe Genauigkeit mit sehr hoher rechentechnischer Effizienz. Während alle anderen Verfahren bei der Neuberechnung der Funktionswerte nach verschiedenen Methoden mehr oder weniger befriedigende Näherungslösungen darstellen, sind die in Handbüchern, insbesondere KRUSEMAN & DE RIDDER (1990), gelisteten Funktionswerte exakt.

Verfahren 2: numerische Integration

Bei den Brunnenfunktionen handelt es sich um Integrale, die nach verschiedenen Algorithmen numerisch integriert werden können (z. B. KINZELBACH, 1986). Die Genauigkeit der so berechneten Werte hängt einerseits vom verwendeten Algorithmus, andererseits von der Auflösung des Integrals in diskrete Abschnitte ab. Für viele Funktionen ist eine sehr feine Diskretisierung mit entsprechend hohem Rechenaufwand erforderlich. Zum Teil neigen sie zu numerischen Instabilitäten.

Verfahren 3: numerische Integration nach Transformation

Viele Lösungen für Brunnenfunktionen lassen sich vorteilhaft numerisch im Laplace-Raum integrieren (MOENCH & OGATA, 1984). Sowohl bezüglich der Genauigkeit der Lösung als auch insbesondere hinsichtlich der rechentechnischen Effizienz ist dieses Verfahren gegenüber direkten Methoden in vielen Fällen überlegen. Die Genauigkeit der Lösung hängt auch hier von der Diskretisierung ab.

Verfahren 4: Polynome und andere Näherungslösungen

Für viele Brunnenfunktionen liegen Approximationen durch Polynome oder ähnliche empirische Funktionen zur Verfügung, z. B. WALTON, 1987; DAWSON & ISTOK, 1991. Die Genauigkeit der Lösung hängt von der Zahl der verwendeten Glieder und der entsprechend optimierten Konstanten ab.

Generell ist darauf hinzuweisen, dass Näherungslösungen nach den Verfahren 2 – 4 nicht immer befriedigende Ergebnisse erbringen. Bei der Entwicklung der entsprechenden Algorithmen erfolgt die Prüfung der Richtigkeit der Ergebnisse im Vergleich zu tabellierten Werten. Daher ist immer dann Skepsis angebracht, wenn die Verfahren am Rande oder außerhalb des dadurch abgedeckten Bereichs angewendet werden. Gerade bei den empirischen (Polynom-) Approximationen können hier erhebliche Abweichungen auftreten. Im Bereich kleiner absoluter Funktionswerte (kurze Pumpzeiten) treten häufig relative Abweichungen von mehreren 100 Prozent auf. Aber auch geringe Abweichungen von wenigen Prozent können bei der Invertierung für die wenig sensitiven Parameter erhebliche Änderungen bewirken. Wenn das bearbeitete Datenmaterial einen hinreichend großen raum-zeitlichen Abschnitt umfasst, fallen diese Ungenauigkeiten jedoch kaum ins Gewicht.

Abb. 28 zeigt im Vergleich tabellierte (WALTON, 1962), numerisch (KINZELBACH, 1986) und durch Polynom (WALTON, 1987) angenäherte Funktionswerte für einen

halbgespannten Grundwasserleiter sowie den relativen Fehler der Approximationen gegenüber den tabellierten Werten.

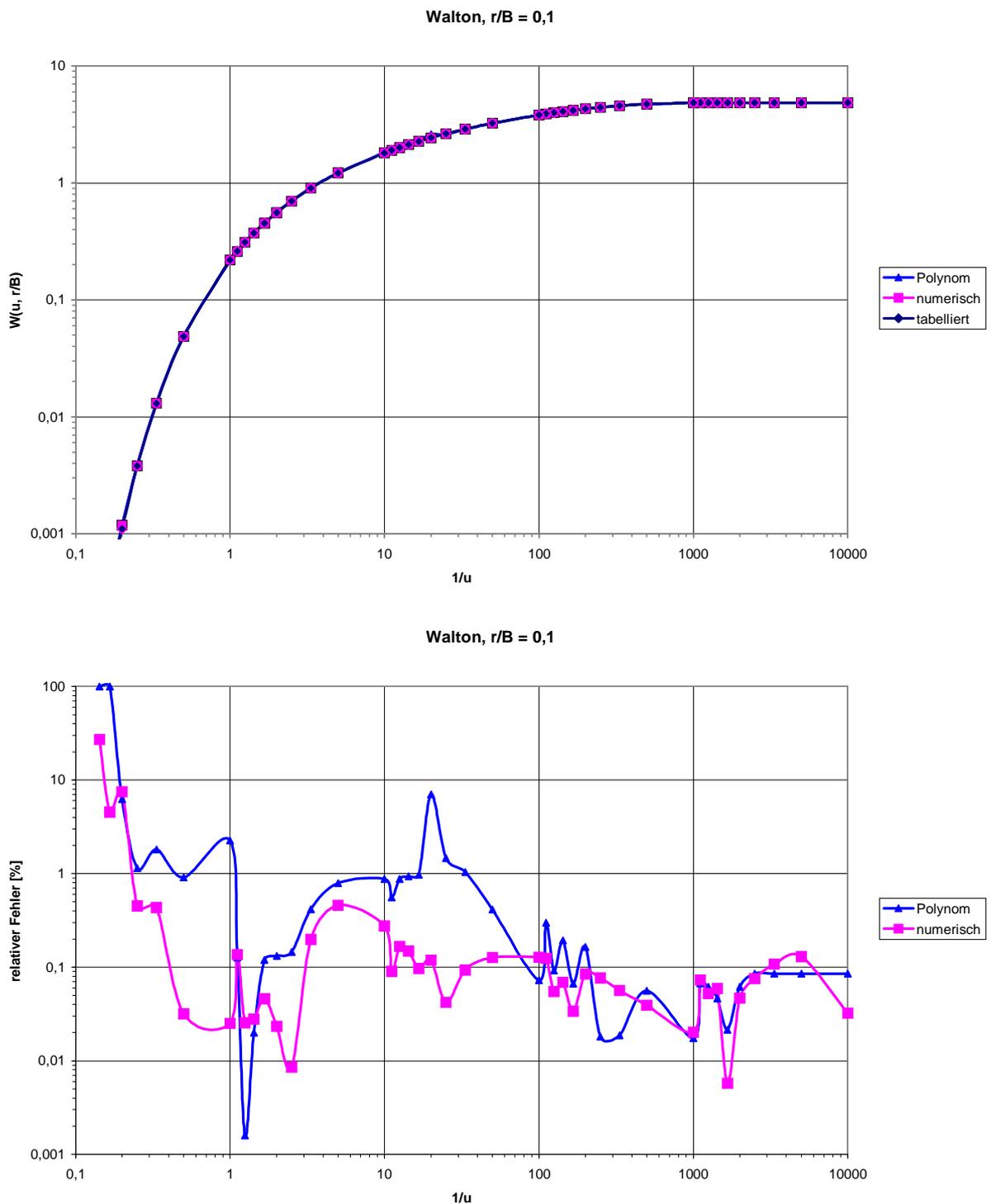


Abb. 28: Vergleich unterschiedlicher Approximationen der Brunnenfunktion nach HANTUSH & JACOB (1955)

Es zeigt sich, dass für diesen Fall für $u < 5$ beide Approximationen im wesentlichen Fehler von weniger als 1 % aufweisen. Die numerische Integration ist dabei insgesamt dem Polynom überlegen.

Manche Programme bieten dem Anwender die Möglichkeit, Vorgaben für die gewünschte Genauigkeit der verwendeten Lösungen zu treffen. Die weniger genauen Lösungen sind dabei oft wesentlich schneller, insbesondere wenn eine numerische Integration mit erheblich weniger Gliedern ausgeführt oder durch ein Polynom ersetzt wird.

Es ist darauf hinzuweisen, dass für einige Funktionen Näherungslösungen von sehr unterschiedlicher Qualität publiziert worden sind (z. B. SRIVASTAVA & GUZMAN-GUZMAN, 1998). Die technische Dokumentation marktüblicher Programme macht nur zum Teil Angaben zu den verwendeten Algorithmen und ihrer Genauigkeit.

Verfahren zur Parameteroptimierung verwenden außer den Brunnenfunktionen auch deren 1. Ableitung. Diese wird üblicherweise numerisch, d. h. durch Differenzenbildung aus Funktionswerten, gebildet. Ungenauigkeiten in den Näherungslösungen können hierbei noch verstärkt werden. Es werden daher Verfahren zur direkten Berechnung der Ableitungen vorgeschlagen (HEIDARI & MOENCH, 1997). Die 1. Ableitungen können außerdem auch unmittelbar zur Parameterbestimmung herangezogen werden (SPANE & WURSTNER, 1993).

5.3 Computergestützte Parameteroptimierung

Bei der universellen Parameteroptimierung werden die Parameter eines analytischen Grundwassermodells so variiert, dass die berechneten Modellwerte der Absenkung in möglichst guter Übereinstimmung mit den im Versuch gemessenen Werten stehen:

$$\sum_{i=1}^n (s_{\text{gemessen}} - s_{\text{berechnet}})^2 \xrightarrow{\text{Parameter}} \text{Minimum}$$

mit

n: Zahl der Messwerte

$$s_{\text{berechnet}} = \sum_{i=1}^{N_{\text{Br}}} \sum_{j=1}^{N_{\text{Pumpst}}} f(x, t, \text{Parameter}, Q_{i,j} - Q_{i,j-1})$$

mit

NBr: Zahl der Brunnen

NPumpst: Zahl der Pumpstufen

f(): Brunnenfunktion [m]

x: Ort

t: Zeit

Parameter: hydraulische Grundwasserleiter- und ggf. Brunnenparameter

$Q_{i,j}$: Förderrate des Brunnens i in der Pumpstufe j [m^3/s]

Im Gegensatz zu den Verfahren der Gradlinienauswertung und der Typkurvenauswertung können beliebige Versuchsabläufe, d. h. ein vollständiges analytisches oder ggf. numerisches Grundwassermodell zur Berechnung der Absenkungen herangezogen werden. Eine Beschränkung auf einstufige Versuche oder Versuche mit nur einem Brunnen und einer Messstelle entfällt damit.

Es stehen verschiedene Algorithmen für die Parameteroptimierung zur Verfügung, mit denen die Zielfunktion iterativ minimiert wird. Die größte Verbreitung hat dabei der Algorithmus nach Marquardt-Levenberg (PRESS et al., 1989) gefunden, der auch für die Parameteroptimierung in numerischen Modellen zur Anwendung kommt (z. B. CHIANG & KINZELBACH, 1996).

Anwenderseitig kann der Optimierungsprozess in vielfältiger Weise gesteuert und beeinflusst werden. Als typische Steuerelemente sind zu benennen:

1. Vorgabe von Startwerten und zulässigen Wertebereichen für die Parameter
Die Vorgabe von Startwerten ist bei manchen Optimierungsalgorithmen notwendig. Einige Algorithmen nähern sich der besten Lösung nur an, wenn die Startwerte relativ dicht (z. B. innerhalb einer Zehnerpotenz) an den richtigen Werten liegen. Andere Algorithmen arbeiten dagegen besser mit Startwerten, die weit von den richtigen Werten entfernt sind. Die Einschränkung der Wertebereiche verhindert das Auftreten physikalisch unzulässiger Werte (z. B. negative Werte der Transmissivität), kann aber in manchen Fällen auch zur Verhinderung numerischer Instabilitäten erforderlich sein.
2. Auswahl von Messstellen und Zeitausschnitten

Grundsätzlich soll ein hydraulisches Modell die Gesamtheit der Messungen hinreichend gut beschreiben. Daher sind Einschränkungen durch Auswahl einzelner Messstellen oder bestimmter Zeitabschnitte (z. B. nur Wiederanstieg) abzulehnen. Im Einzelfall kann es aber sein, dass Phasen eines Versuches stark gestört worden sind (z. B. durch Leistungsschwankungen bzw. Ausfall von Pumpen, Störungen durch fremde Brunnen) und diese daher nicht auswertbar sind. Daneben können in deutlich geschichteten Grundwasserleitern in Brunnenhöhe Effekte auftreten, die sich mit den hier beschriebenen analytischen Rechenmodellen für homogene Grundwasserleiter nicht adäquat beschreiben lassen, während eine Auswertung der weiter entfernten Messstellen (Bereich der überwiegend horizontalen Strömung) möglich bleibt.

3. Gewichtung von Messstellen oder einzelnen Daten

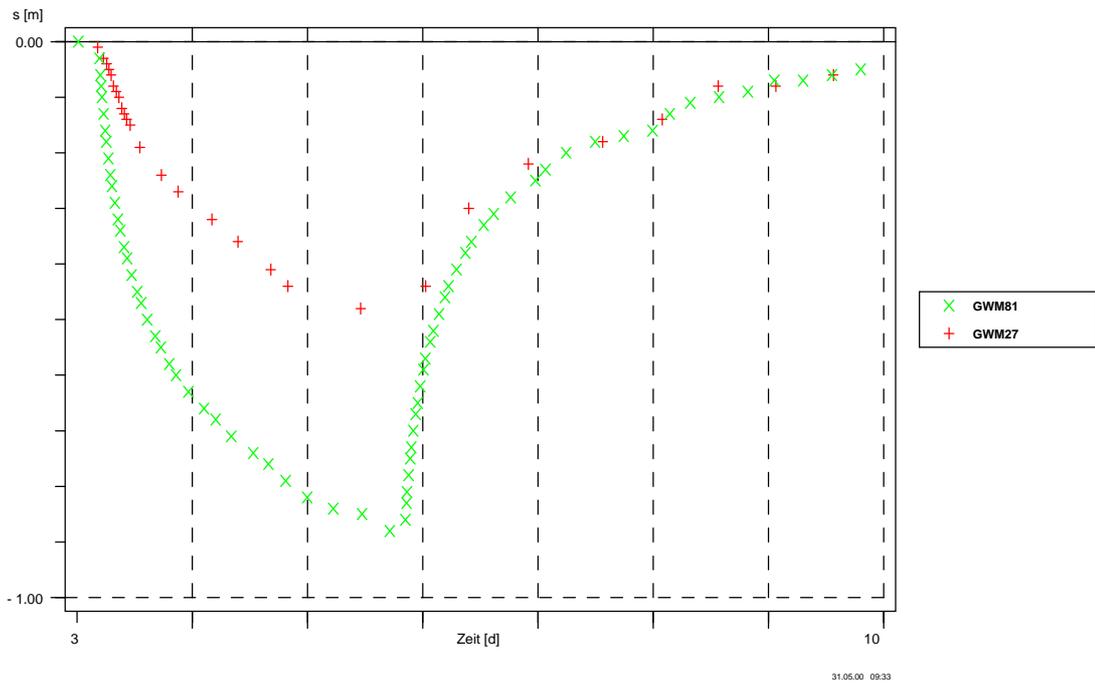
Grundsätzlich gehen alle verwendeten Messdaten mit demselben Gewicht in die Berechnung der Parameter ein. In manchen Fällen sind die Messdaten aber mit Ungenauigkeiten behaftet, die auf der Verwendung unterschiedlicher Messsysteme beruhen. In diesem Fall kann es sinnvoll sein, mit höherer Genauigkeit bestimmte Daten bei der Bestimmung der Parameter höher zu gewichten.

Führt die Art der Messdatenerfassung in den verschiedenen Messstellen zu deutlich ungleichgewichtiger Belegung mit Messdaten (z. B. Lichtlotmessungen neben schnell registrierenden Datensammlern) (Abb. 29), kann dies durch eine entsprechende Gewichtung ausgeglichen werden. Eine solche Gewichtung ist naturgemäß unzulässig, wenn einzelne Messstellen so wenige Daten aufweisen, dass aus diesen keine repräsentative Darstellung des Absenkungsgeschehens mehr möglich ist.

4. Vorgabe von Genauigkeitskriterien

Jeder Optimierungsalgorithmus benötigt Kriterien für seine Beendigung. Üblicherweise werden folgende Kriterien verwendet:

- maximale Zahl der Iterationen,
- maximaler relativer Fehler bzw. maximale Summe der Fehlerquadrate,
- maximale relative Änderung der Zielfunktion (Summe der Fehlerquadrate) zwischen zwei Iterationen,
- maximale relative Änderung der einzelnen Parameter zwischen zwei Iterationen.



 **Datenlogger mit verschiedener Taktrate**

Abb. 29: Beispiel für unterschiedlich dicht besetzte Messwernerfassung

5.4 Computergestützte hydraulische Ränder

Die Integration hydraulischer Ränder in computergestützte Pumpversuchsauswertungsverfahren kann nach sehr unterschiedlichen Prinzipien erfolgen.

Verfahren 1: Die einfachste Version stellt eine Umstellung des manuellen Typkurvenverfahrens auf die Rechnerumgebung dar. Mit dem Typkurvenverfahren nach Stallman kann hierbei die Lage einer geraden Grenze des Grundwasserleiters (Scharparameter) mit angepasst werden (HANSTEIN, 1995).

Verfahren 2: Universell ist dagegen das Verfahren der Spiegelbrunnen. In diesem können theoretisch beliebig viele (lineare) Grenzen des Grundwasserleiters bei beliebiger hydraulischer Charakteristik des Grundwasserleiters einbezogen werden. In der EDV-technischen Durchführung sind drei Varianten zu unterscheiden:

Variante 1: Spiegelbrunnen werden manuell wie normale Brunnen eingegeben. Diese Variante erfordert manuelle Vorarbeit vor der computergestützten Auswertung. Die Brunnen müssen mit Koordinaten festgelegt werden und ihre Abpumpgeschichte entsprechend den zugehörigen realen Brunnen festgelegt werden. Im Falle von mehreren Grenzen führt dieses Verfahren theoretisch zu unendlich vielen Spiegelbrunnen. Diese werden durch Spiegelung der virtuellen Brunnen an den Grenzen konstruiert, sodass sie immer weiter vom Beobachtungsbereich entfernt liegen und damit immer weniger zur Gesamtabenkung beitragen. Es muss daher in Systemen mit mehreren Grenzen schrittweise erprobt werden, wie viele Spiegelbrunnen tatsächlich erforderlich sind. Hierzu muss ein Genauigkeitskriterium für den maximalen Einfluss des am weitesten entfernten Brunnens eingeführt werden, das die Zahl der Brunnen sinnvoll beschränkt.

Ein Programm kann diesen Vorgang unterstützen, indem es den relativen Beitrag der einzelnen virtuellen Brunnen zur Gesamtabenkung am Ende der Pumpphase an allen Beobachtungspunkten (Messstellen) berechnet. Hierzu ist jedoch eine vorläufige Abschätzung der hydraulischen Parameter erforderlich, sodass auch dieses Vorgehen eine schrittweise (iterative) Methode oder eine Schätzung „auf der sicheren Seite“ bedingt. Diese kann zu einer sehr hohen Zahl von Brunnen führen, die bei Grundwasserleiterfunktionen mit hohem Rechenaufwand im Einzelfall die Wirtschaftlichkeit des Verfahrens in Frage stellen können. Mit Fortschreiten der Auswertung kann es möglich sein, dass zu Beginn eingeführte Spiegelbrunnen wieder aus dem System entfernt werden können, da mit verbesserten Parametern eine bessere Abschätzung ihres Einflusses möglich wird. Bei halbdurchlässigen Rändern besteht außerdem die Möglichkeit, über die Variation der Förderaten der virtuellen Brunnen den Anpassungsvorgang zu steuern.

Variante 2: Spiegelbrunnen werden auf Grund geometrischer Angaben des Bearbeiters über die Art, Zahl und Lage von hydraulischen Grenzen automatisch generiert. Ein Algorithmus zur automatischen Generierung von Spiegelbrunnen für einen speziellen Fall ist bei CLARKE (1988) publiziert. Grundsätzlich sind derartige Algorithmen für beliebige Konfigurationen hydraulischer Grenzen zu entwickeln, wobei es sich um Methoden der einfachen Vektoralgebra handelt. Wie in der Variante 1 ist die Zahl der erforderlichen Spiegelbrunnen auf Grund eines geeigneten Gütekriteriums wäh-

rend der Auswertung anzupassen. Außerdem kann die Förderrate der virtuellen Brunnen (relative Durchlässigkeit eines Randes) als Anpassungsparameter in der Parameteroptimierung eingesetzt werden.

Variante 3: Auf Grund von Angaben des Bearbeiters über die Art und Zahl der vermuteten hydraulischen Grenzen werden die Lage dieser Grenzen und der daraus resultierenden Spiegelbrunnen als Parameter der Optimierung eingesetzt. Wenn neben der Lage der hydraulischen Ränder auch ihre hydraulische Charakteristik (relative Durchlässigkeit) als Anpassungsparameter verwendet wird, dürfte das System voraussichtlich zur Instabilität neigen. Numerische Experimente wurden hierzu unseres Wissens bislang nicht durchgeführt. Neben der Festlegung von Wertegrenzen der Parameter (z. B. relative Durchlässigkeit 0 – 1, ungefähre Lage der Grenzen) sind auch geometrische Regeln einzuhalten, da die Brunnen und Messstellen nur innerhalb des „homogenen“ Grundwasserleiters liegen dürfen. Dies kann ebenfalls, insbesondere bei Einführung mehrerer Ränder, zu numerischen Instabilitäten im Gesamtsystem führen.

Kommerziell verfügbare Programme verwenden zur Zeit entweder Verfahren 1 oder Verfahren 2 in der Varianten 1 oder 2. Dagegen hat Variante 3 bislang nur akademisches Interesse. Die ungefähre Lage geologischer Strukturen sollte aus der Erkundung bekannt sein; relevante Oberflächengewässer sind es ohnehin. Die absehbaren numerischen Probleme bei der konsequenten Einbindung von Lage und Charakteristik hydraulischer Ränder als Variable in die Parameteroptimierung sprechen gegen eine Implementierung in Standardsoftware. Auch in numerischen Modellen wird die geologische Struktur (Zonierung) üblicherweise vorgegeben, während die hydraulischen Parameter der Zonen im Prozess der Modellkalibrierung und –validierung bestimmt werden (z. B. RADMANN, 1999a).

5.5 Computergestützte artesische Brunnen

Die Brunnenfunktion $G(\alpha)$ nach JACOB & LOHMAN (1952) ist numerisch verhältnismäßig schwierig zu behandeln. In neuerer Zeit sind unabhängig voneinander stark vereinfachte Lösungsalgorithmen zur Berechnung der Brunnenfunktion $G(\alpha)$ innerhalb des relevanten Wertebereichs $\alpha = 10^{-4} \dots 10^{20}$ veröffentlicht worden (OJHA, 2004; PERROCHET, 2005; SRIVASTAVA, 2006).

Diese Brunnenfunktion kann nicht ohne Weiteres in Auswertungssoftware integriert werden. Eine gleichzeitige Auswertung des Pumpbrunnens (Förderrate $Q(t)$) und von Grundwassermessstellen (Absenkung $s(t)$) würde ein uneinheitliches Optimierungskriterium darstellen. Außerdem sollte eine universelle Lösung unabhängig vom Aquifermodell (entsprechend der Lösung für die Brunnenspeicherung) bestehen. Eine einfache teilnumerische Lösung ergibt eine befriedigende Genauigkeit für $\alpha \geq 3 \cdot 10^0$ (Abb. 30).

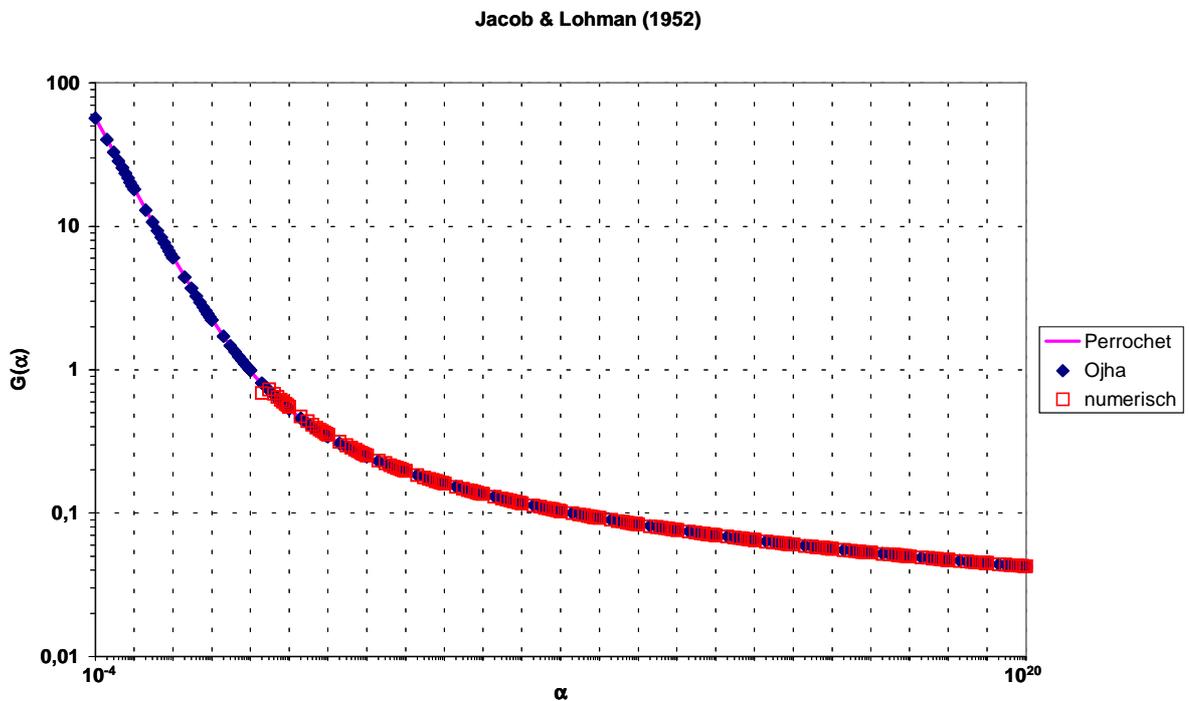


Abb. 30: Vergleich unterschiedlicher Approximationen der Brunnenfunktion nach JACOB & LOHMAN (1952)

Damit wird ein erheblicher Teil des gängigen Parameterbereichs für Transmissivität und Speicherkoeffizient abgedeckt, insbesondere unter Berücksichtigung von Brunneneffekten (Brunnenspeicherung, Reibungs- und Trägheitsverluste) in der Frühphase von Pumpversuchen (Abb. 31).

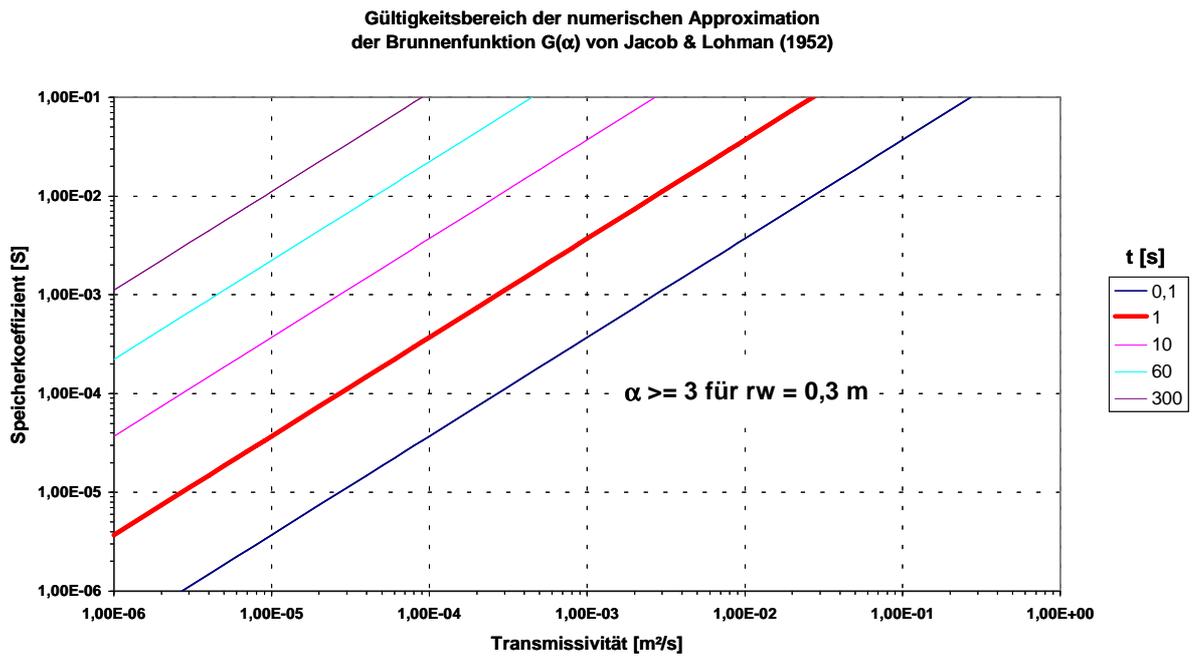
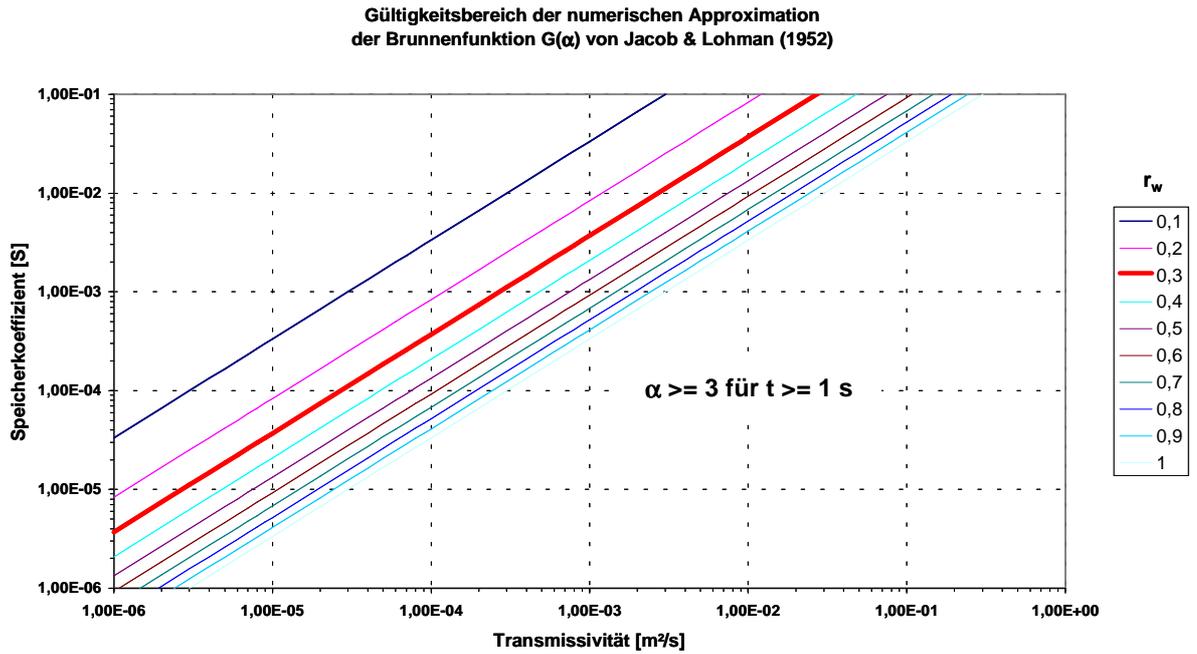


Abb. 31: Gültigkeitsbereiche der numerischen Approximation der Brunnenfunktion nach JACOB & LOHMAN (1952)

5.6 Computergestützte Brunneneffekte

Die Einführung von Brunneneffekten in das Rechenmodell ist im Regelfall nur erforderlich, wenn Messdaten aus dem gepumpten Brunnen mit zur Auswertung herangezogen werden.

Die wichtigsten Verfahren beziehen sich auf die Berücksichtigung der Brunnenerluste. Diese müssen nicht nur korrigiert werden, um brauchbare Daten für die Parameter des Grundwasserleiters, insbesondere die Transmissivität, zu erhalten. Sie dienen außerdem zur Bewertung des baulichen Zustands eines Brunnens (CLARK et al., 1988; RADMANN & GILLBRICHT, 1997).

Wesentlich weniger häufig treten Erscheinungen der Brunnenspeicherung in Erscheinung, da bei Grundwasserleitern normaler Ergiebigkeit der Zufluss zum Brunnen groß ist im Verhältnis zur Änderung des Brunneninhalts durch Absenkung des Wasserspiegels.

Korrekturen für den unvollkommenen Ausbau des Brunnens und ggf. der Messstellen sind nur erforderlich, wenn die Filterlänge erheblich geringer als die wassergesättigte Mächtigkeit des Grundwasserleiters ist und Daten aus dem Brunnen oder Messstellen in geringer Entfernung zum Brunnen (Bereich deutlicher vertikaler Strömungskomponenten) verwendet werden.

5.6.1 Computergestützte Brunnenverluste

Die Umsetzung von Verfahren zur Auswertung von Brunnenverlusten für die computergestützte Auswertung von Pumpversuchen kann auf verschiedene Arten erfolgen, die zu unterschiedlichen Ergebnissen führen können:

Verfahren 1: Die einfachste Version stellt eine Umstellung von manuellen Verfahren auf eine interaktive manuelle Auswertung am Bildschirm dar. In diesem Falle werden Stufenpumpversuche nach den bei CLARK (1977) bzw. KRUSEMAN & DE RIDDER (1990): 199 ff. zusammenfassend dargestellten Verfahren ausgewertet.

Verfahren 2: Die zweite Möglichkeit besteht in der Umstellung der manuellen Verfahren auf eine automatisierte Auswertung. In diesem Falle werden Stufenpumpversuche nach den bei CLARK (1977) zusammenfassend dargestellten Verfahren ausgewertet, indem Ausgleichskurven als Polynome, insbesondere Parabeln, konstruiert werden.

Verfahren 3: Das dritte Verfahren integriert die Brunnenverluste in ein analytisches Grundwasserströmungsmodell. Für den gepumpten Brunnen gilt damit

Modell nach Jacob mit Skin:

$$s_{\text{berechnet}} = \left[\sum_{i=1}^{N_{\text{Br}}} \sum_{j=1}^{N_{\text{Pumpst}}} f(x, t, \text{Parameter}, Q_{i, j} - Q_{i, j-1}) \right] + D * Q(t) + C * Q(t)^2$$

bzw. Modell nach Rorabaugh:

$$s_{\text{berechnet}} = \left[\sum_{i=1}^{N_{\text{Br}}} \sum_{j=1}^{N_{\text{Pumpst}}} f(x, t, \text{Parameter}, Q_{i, j} - Q_{i, j-1}) \right] + C * Q(t)^n$$

mit

NBr: Zahl der Brunnen

NPumpst: Zahl der Pumpstufen

f(): Brunnenfunktion [m]

x: Ort

t: Zeit

Parameter: hydraulische Parameter des Grundwasserleiters

$Q_{i,j}$: Förderrate des Brunnens i in der Pumpstufe j [m^3/s]

D: Skinfaktor des Pumpbrunnens [s/m^2]

C: Brunnenverlustkoeffizient des Pumpbrunnens [s^2/m^5] bzw. [$\text{s}^n/\text{m}^{3n-1}$]

n: Brunnenverlustexponent des Pumpbrunnens [-]

$Q(t)$: Förderrate des Pumpbrunnens zur Zeit t [m^3/s]

Für diese Modelle führt das Programm dann eine universelle Parameteroptimierung durch.

5.6.2 Computergestützte Brunnenspeicherung

Der Effekt der Brunnenspeicherung kann nach zwei grundsätzlich unterschiedlichen Verfahren in ein computergestütztes Auswertungsprogramm integriert werden:

Verfahren 1: Es werden spezielle Lösungen für bestimmte Grundwasserleiter-/Brunnenkonfigurationen verwendet, z. B. die Lösung für den gespannten Grundwasserleiter mit einem vollkommenen Brunnen nach PAPADOPOULOS & COOPER (1967). Auf diese Lösungen werden die Verfahren der Typkurvenanpassung oder der universellen Parameteroptimierung angewandt.

Verfahren 2: Es wird ein numerischer Algorithmus verwendet, der für beliebige linear superponierbare Grundwasserleitertypen und ggf. Brunnenverluste (Skin) eine Approximation des Brunnenspeichereffektes ergibt:

$$Q = Q_{Bs} + Q_{Aq}$$

mit

Q_{Bs} : Förderung aus dem Brunnenvolumen [m³/s]

$$Q_{Bs} = \alpha * Q$$

Q_{Aq} : Förderung aus dem Grundwasserleiter [m³/s]

$$Q_{Aq} = (1 - \alpha) * Q$$

α : relativer Anteil der Förderung aus dem Brunnenvolumen [-]

Damit ergibt sich für die Absenkung:

$$s_{Bs} = \delta t * Q_{Bs} / \pi / r_c^2$$

mit

s_{Bs} : Absenkung durch Entnahme aus dem Brunnenvolumen [m]

δt : Zeitschritt [s]

r_c : Radius der Aufsatzverrohrung [m]

$$s_{Aq} = Q_{Aq} / 4 / \pi / T * W(\delta t) + D * Q_{Aq}$$

mit

s_{Aq} : Absenkung durch Entnahme aus dem Grundwasserleiter [m]

T: Transmissivität [m²/s]

W: Grundwasserleiterfunktion [-]

D: Skinfaktor [s/m²]

Für die Lösung ergibt sich eine implizit zu lösende Gleichung:

$$s_{Bs} = s_{Aq}$$

$$\delta t * Q_{Bs} / \pi / r_c^2 = Q_{Aq} / 4 / \pi / T * W(\delta t) + D * Q_{Aq}$$

$$\delta t * \alpha * Q / \pi / r_c^2 = (1 - \alpha) * Q / 4 / \pi / T * W(\delta t) + D * (1 - \alpha) * Q$$

Durch Umgruppieren ergibt sich:

$$\alpha / (1 - \alpha) = \pi * r_c^2 / \delta t * [1 / 4 / \pi / T * W(\delta t) + D]$$

Eine geschlossene analytische Lösung muss die Änderung der Aufteilung der Förderung auf Brunnen- und Grundwasserleiteranteil als kontinuierliche Funktion

$$\alpha = f(\delta t)$$

beschreiben. Diese Funktion ist abhängig von der Funktion W . Es müssen daher für jede Grundwasserleiterfunktion W neue analytische Lösungen abgeleitet werden. Die Funktion kann aber numerisch in diskrete Zeitschritte δt zerlegt und damit lokal linearisiert werden. In diesem Fall ist nur die Kenntnis der Grundwasserleiterfunktion W erforderlich. Die Werte der Funktion $\alpha = f(\delta t)$ werden numerisch durch Iteration bestimmt. Die Genauigkeit des Ergebnisses hängt dabei von der Diskretisierung δt ab. Die Qualität eines nach diesem Prinzip entwickelten Algorithmus lässt sich am einfachsten hydraulischen Fall, einem gespannten Grundwasserleiter (nach THEIS, 1935) ohne Brunnenverluste, nachweisen. Für diesen Fall liegt eine analytische Lösung mit tabellierten Funktionswerten vor (PAPADOPULOS & COOPER, 1967) (Abb. 32).

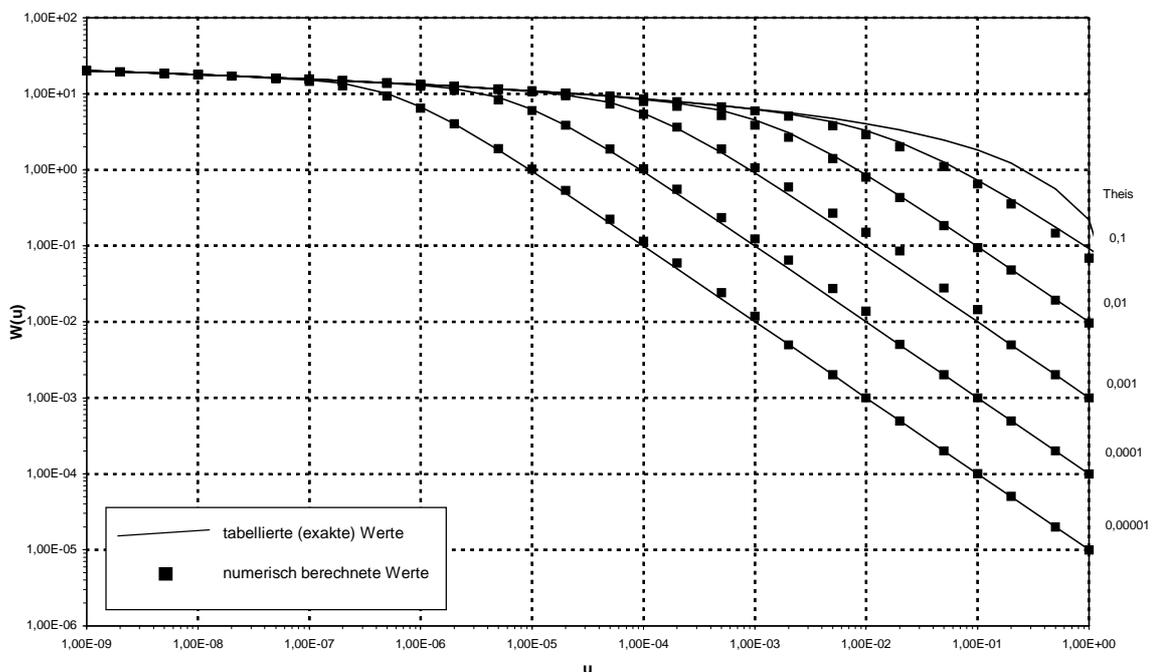


Abb. 32: Vergleich der numerischen Approximation der Brunnenfunktion nach PAPADOPULOS & COOPER (1967) mit tabellierten Werten

Da in dieser Lösung BrunnenSpeicherung und Grundwasserleiterfunktion entkoppelt sind, ist ein getrennter Nachweis der Funktionstüchtigkeit des Algorithmus' für andere linear superponierbare Grundwasserleitertypen (Leakage-Fälle nach Hantush, unvollkommene Brunnen) nicht erforderlich.

Eine Begrenzung des Verfahrens ergibt sich daraus, dass als Grundwasserleiterfunktion die Theis'sche Brunnenfunktion eingesetzt wurde. Diese gilt für eine Liniensenke, d. h. für einen unendlich kleinen Brunnen. Daher versagt das Verfahren bei sehr kleinen Zeiten (große Werte der dimensionslosen Zeit u). BARKER (1991) hat gezeigt, dass einige Approximationen auf der Grundlage der Theis'schen

Brunnenfunktion (SINGH & GUPTA, 1986) für kurze Zeiten numerische Instabilitäten (Oszillationen) entwickeln. Er empfahl daher die Verwendung von Grundwasserleiterfunktionen für Brunnen endlicher Größe. Diese stehen aber bisher nicht für alle Grundwasserleiter-/ Brunnenkonfigurationen zur Verfügung und sind zum Teil rechentechnisch aufwändig, sodass hier ausschließlich die Verwendung von Funktionen nach dem Prinzip der Liniensenke behandelt wird. Es kann gezeigt werden, dass das hier vorgestellte numerische Verfahren trotz dieser Näherung auch bei relativ kurzen Zeiten noch brauchbare Funktionswerte mit Fehlern von wenigen Prozent liefert. Bei extrem kurzen Zeiten jedoch, insbesondere bei Grundwasserleitern mit großem Speicherkoeffizienten, versagt die numerische Lösung (Tab. 1).

τ	Papadopoulos & Cooper (1967)	Singh & Gupta (1986)	relativer Fehler [%]	Barker (1991)	relativer Fehler [%]	numerisch	relativer Fehler [%]
0,1	3,9791E-03	3,4467E-03	-13,4	3,9747E-03	-0,1	3,4485E-03	-13,3
0,2	7,9390E-03	8,7416E-03	10,1	7,9331E-03	-0,1	7,6137E-03	-4,1
0,3	1,1885E-02	8,3343E-03	-29,9	1,1878E-02	-0,1	1,1486E-02	-3,4
0,4	1,5820E-02	2,5276E-02	59,8	1,5812E-02	-0,1	1,5509E-02	-2,0
0,5	1,9744E-02	-1,0694E-02	> 100	1,9736E-02	0,0	1,9326E-02	-2,1
0,6	2,3659E-02	1,1456E-01	> 100	2,3650E-02	0,0	2,3312E-02	-1,5
0,7	2,7564E-02	-2,5160E-01	> 100	2,7555E-02	0,0	2,6930E-02	-2,3
0,8	3,1461E-02	8,7995E-01	> 100	3,1452E-02	0,0	3,0824E-02	-2,0
0,9	3,5350E-02	-2,5532E+00	> 100	3,5340E-02	0,0	3,4565E-02	-2,2
1,0	3,9231E-02	7,9259E+00	> 100	3,9221E-02	0,0	3,8883E-02	-0,9
1,1	4,3105E-02	-2,3997E+01	> 100	4,3094E-02	0,0	4,2436E-02	-1,6
1,2	4,6971E-02	7,3312E+01	> 100	4,6960E-02	0,0	4,5894E-02	-2,3
1,3	5,0830E-02	-2,2325E+02	> 100	5,0819E-02	0,0	5,0116E-02	-1,4
1,4	5,4683E-02	6,8052E+02	> 100	5,4671E-02	0,0	5,3463E-02	-2,2
1,5	5,8528E-02	-2,0742E+03	> 100	5,8517E-02	0,0	5,7673E-02	-1,5
1,6	6,2367E-02	6,3218E+03	> 100	6,2355E-02	0,0	6,0939E-02	-2,3
1,7	6,6200E-02	-1,9267E+04	> 100	6,6188E-02	0,0	6,5152E-02	-1,6
1,8	7,0026E-02	5,8723E+04	> 100	7,0014E-02	0,0	6,9387E-02	-0,9
1,9	7,3846E-02	-1,7898E+05	> 100	7,3833E-02	0,0	7,2585E-02	-1,7
2,0	7,7660E-02	5,4548E+05	> 100	7,7647E-02	0,0	7,5748E-02	-2,5

τ : dimensionslose Zeit (Definition in BARKER, 1991)
für $\alpha = 0,01$ (α im Sinne von PAPADOPULOS & COOPER, 1967)

Tab. 1: Vergleich der analytischen Lösung nach PAPADOPULOS & COOPER (1967) mit approximativen Lösungen nach dem Discrete-Kernel-Verfahren (BARKER, 1991) und der numerischen Lösung

Eine ähnliche approximative Lösung mit ungefähr gleicher Leistungsfähigkeit wurde von FENSKE (1977) und HORNE (1985) beschrieben (Abb. 33).

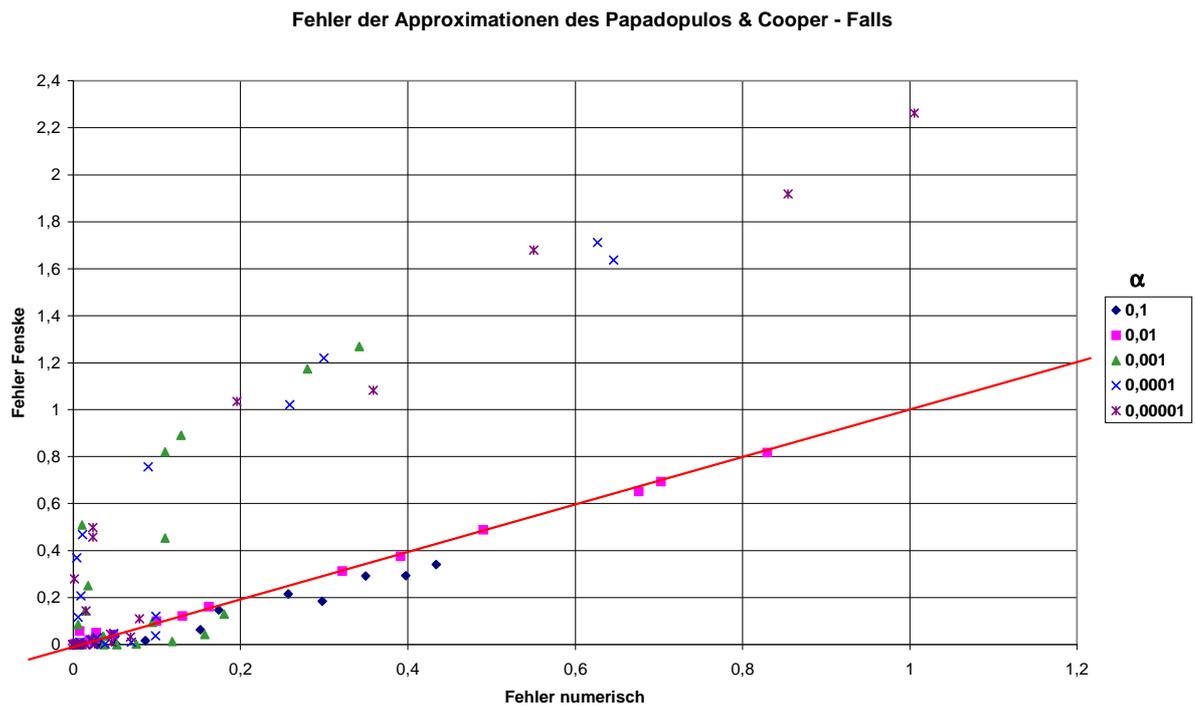


Abb. 33: Vergleich der relativen Fehler unterschiedlicher Approximationen der Brunnenfunktion nach PAPADOPULOS & COOPER (1967)

5.6.3 Computergestützte freie Sickerstrecke

Die freie Sickerstrecke wird von marktgängigen Computerprogrammen nicht berücksichtigt. Grundsätzlich wäre entsprechend den Programmen zur Dammdurchströmung eine iterative numerische Näherungslösung denkbar. Diese würde aber den Rechenaufwand erheblich vergrößern. Die Einbeziehung der freien Sickerstrecke wäre nur im Hinblick auf die Auswertung von Daten aus Messstellen in geringem Abstand zum Pumpbrunnen sinnvoll.

5.6.4 Computergestützter unvollkommener Ausbau

Für gespannte und halbgespannte Grundwasserleiter sind analytische Lösungen in HANTUSH (1964) veröffentlicht. Es handelt sich dabei um Korrekturen der entsprechenden Lösungen für vollkommen ausgebaute Brunnen und Messstellen mittels Taylorreihen. Da es unendlich viele Möglichkeiten der geometrischen Anordnung der Messstellen und der Filterstrecken innerhalb des Grundwasserleiters gibt, müssen jeweils fallspezifische Typkurvenscharen berechnet werden. Der Rechenaufwand hierfür ist sehr hoch, da eine große Zahl von Winkelfunktionen in die Reihenentwicklung eingeht. Die Genauigkeit der Lösung nimmt mit zunehmender Zahl der verwendeten Reihenglieder nur noch wenig zu. Es kann daher ein wirtschaftlicher Kompromiss sein, die Reihenentwicklung unter Verringerung der Genauigkeit nach wenigen Gliedern abzuberechnen. Einige Programme erlauben deshalb die Vorgabe eines zahlenmäßigen oder deskriptiven Genauigkeitskriteriums für diese Funktionen. Alternativ kann die Lösung über Laplace-Transformationen erfolgen (Programm WTAQ: BARLOW & MOENCH, 1999) (Abb. 34).

Für ungespannte Grundwasserleiter wird das Rechenmodell nach NEUMAN (1972, 1974, 1975) nach dem Algorithmus von MOENCH (1996, 1998) eingesetzt.

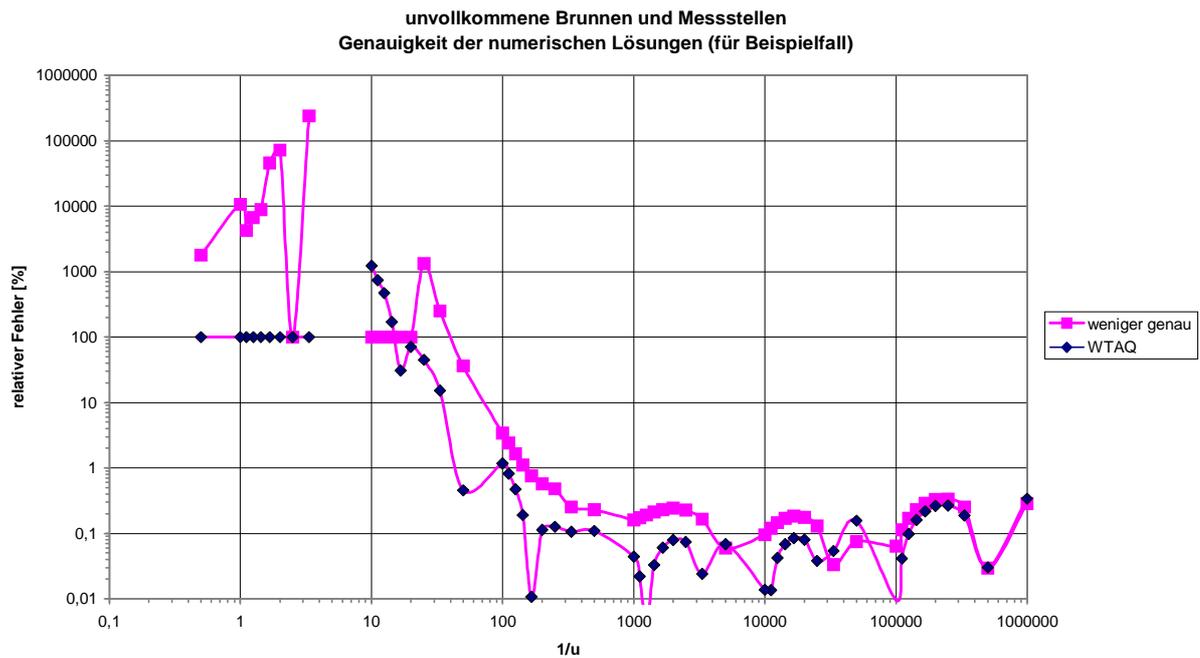
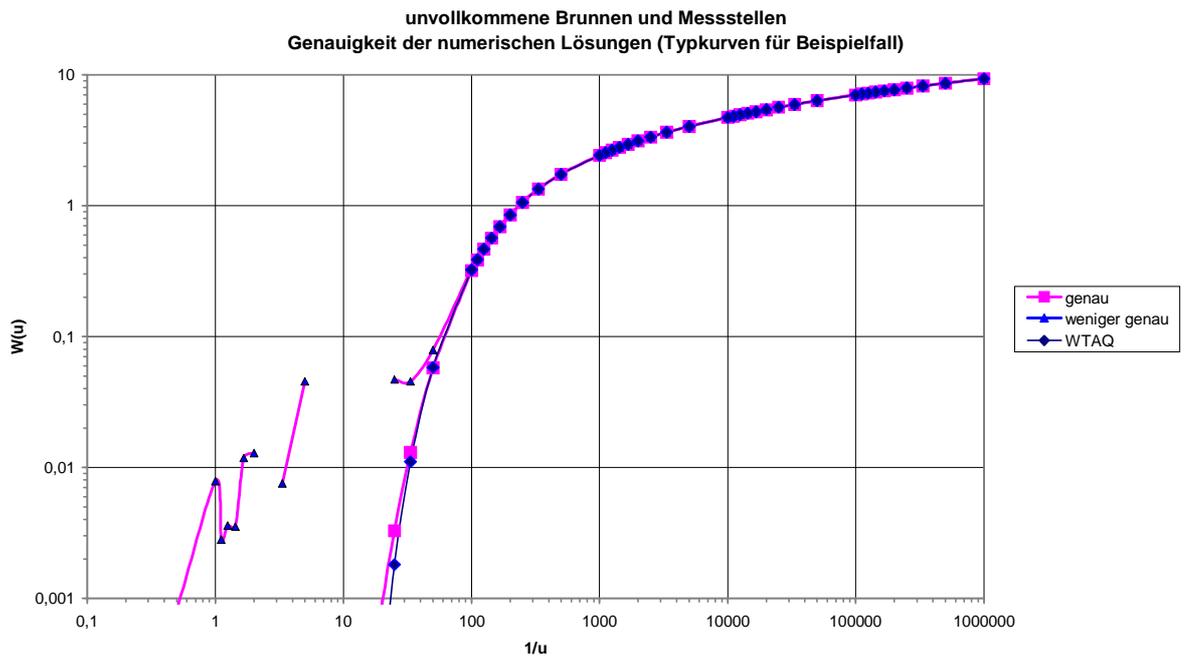


Abb. 34: Vergleich unterschiedlicher Approximationen der Brunnenfunktion nach HANTUSH (1964) für unvollkommene Brunnen

5.7 Qualitätskriterien

Für die Prüfung der Qualität der computergestützten Parameterbestimmung werden zahlreiche Qualitätskriterien angewendet. Das einfachste Kriterium ist die Summe der Fehlerquadrate, da diese ohnehin als Zielfunktion in den Programmen zur Parameteroptimierung berechnet wird:

$$\chi^2 = \sum_{i=1}^n (s_{\text{gemessen}} - s_{\text{berechnet}})^2$$

mit

n: Zahl der Messwerte

bzw. die mittlere Abweichung der Messwerte vom Rechenmodell:

$$\bar{F} = \frac{\sqrt{\chi^2}}{n}$$

Vergleiche hierzu die Diskussion der unterschiedlichen Methoden zur Berechnung der Fehlerquadrate in Abschnitt 4.

Eine andere verbreitete Methode vergleicht gemessene und berechnete Absenkungen über die lineare Regressionsbeziehung

$$s_{\text{berechnet}} = a + b * s_{\text{gemessen}}.$$

Für eine ideale Anpassung ergeben sich die Regressionskoeffizienten zu $a = 0$ und $b = 1$. Als Nebenprodukt der Berechnung der Regressionsgeraden ergibt sich der Korrelationskoeffizient als statistisches Maß der Zufallsstreuung:

$$r = \frac{\sum s_{\text{berechnet}} * s_{\text{gemessen}} - \frac{1}{n} \sum s_{\text{berechnet}} \sum s_{\text{gemessen}}}{\sqrt{\left[\sum s_{\text{berechnet}}^2 - \frac{1}{n} (\sum s_{\text{berechnet}})^2 \right] \left[\sum s_{\text{gemessen}}^2 - \frac{1}{n} (\sum s_{\text{gemessen}})^2 \right]}}$$

Bei der Auswertung von Versuchen mit mehreren Messstellen oder über längere Zeiträume kann es sinnvoll sein, die Güte der Modellanpassung nicht nur für die Gesamtheit der Daten, sondern auch für Ausschnitte, insbesondere einzelne Messstellen, mit diesen mathematischen Werkzeugen zu überprüfen.

Neben der Überprüfung der Anpassungsgüte des Gesamtmodells können auch Maße für die Zuverlässigkeit der bestimmten Parameter angegeben werden. Hierzu werden entweder unter der Annahme der Normalverteilung der Fehler Standardabweichungen berechnet oder mit Hilfe numerischer Approximationen Modellsensitivitäten bezüglich der einzelnen Parameter bestimmt. Grundsätzlich liefern beide Verfahren nur grobe Anhaltspunkte, da auch in sie die physikalischen Grundannahmen, insbesondere der Homogenität des Grundwasserleiters, eingehen. Erfahrungsgemäß lässt sich die Transmissivität mit hoher Sicherheit bestimmen, während die übrigen, generell weniger sensitiven Parameter (z. B. Speicherkoeffizient, Leakage) mit höheren Unsicherheiten behaftet sind (z. B. GILLBRICHT, 1996).

Einige Verfahren der Parameteroptimierung liefern als Nebenprodukt Kreuzkorrelationen der hydraulischen Parameter. Es ist jedoch darauf hinzuweisen, dass im statistischen Sinne hoch signifikante Korrelationskoeffizienten nicht unbedingt bedeuten müssen, dass das Modell unter Reduzierung der Zahl der Parameter vereinfacht werden sollte.

Die statistischen Operationen gehen durchweg davon aus, dass die Messwerte unabhängig voneinander sind. Tatsächlich sind aber die Daten als Zeitreihen bezogen auf jede einzelne Messstelle korreliert. Damit stellen die verschiedenen mathematischen Qualitätskriterien nur Hilfsmittel bei der Bewertung der Auswertungsergebnisse dar. Letztlich muss diese gutachtlich durch einen qualifizierten Bearbeiter unter Berücksichtigung aller Rahmenbedingungen erfolgen.

6. Auswertungsstrategien

Die unterschiedlichen technischen Möglichkeiten der verschiedenen computer-gestützten Verfahren zur Pumpversuchsauswertung legen unterschiedliche Strategien in der Auswertung nahe. Programme, die sich stark an manuellen Verfahren orientieren, sind auch in der Strategie „klassisch“ ausgerichtet. Moderne Programme mit universeller Parameteroptimierung (Inversmodellierung auf der Grundlage analytischer Grundwasserströmungsmodelle) eröffnen dagegen weitergehende Möglichkeiten. Dies wirkt sich auch maßgeblich auf die Planung von Pumpversuchen aus.

Wesentliche Unterschiede sind in Tab. 2 zusammengestellt.

Konventionelle Verfahren (Gradlinien / Typkurven)	Inversmodellierung (universelle Parameteroptimierung)
nur einstufige Pumpphase auswertbar	beliebige Zahl der Pumpstufen möglich
Wiederanstieg auch bei mehrstufigen Versuchen auswertbar	Wiederanstieg auswertbar
nur ein Brunnen zulässig	beliebige Zahl der Brunnen zulässig
im Regelfall Einzelauswertung der Messstellen (Ausnahme: gespannter Grundwasserleiter nach Theis)	alle Messstellen gemeinsam auswertbar
hydraulische Ränder nur bedingt zu berücksichtigen	hydraulische Ränder über Spiegelbrunnen einführbar
Brunnenverluste nur bedingt auswertbar	Brunnenverluste uneingeschränkt auswertbar

Tab. 2: Vergleich konventioneller und moderner Auswertungsstrategien

Es zeigt sich, dass die eher konventionellen Verfahren (Gradlinien- und Typkurvenverfahren) in ihren Möglichkeiten deutlich eingeschränkt sind und damit bestimmte Auswertungsstrategien vorgeben. Dagegen sind die modernen Verfahren der Inversmodellierung durch Parameteroptimierung universell anwendbar und geben dem Bearbeiter größtmögliche Freiheiten im Rahmen der hydraulischen Grundannahmen.

Unabhängig von der Wahl der Auswertungsstrategie gilt der Grundsatz, dass die Auswertung immer **mit möglichst einfachen Ansätzen** bezüglich der hydraulischen Modelle erfolgen sollte. Mit komplizierteren Rechenmodellen erzielt man zwar wegen der höheren Zahl von Parametern immer eine bessere Anpassbarkeit des Modells an die Messdaten. Dies bedeutet jedoch keineswegs eine höhere Richtigkeit der so gewonnenen Ergebnisse. Man muss stets im Auge behalten, dass alle gängigen Ansätze die Homogenität des Grundwasserleiters voraussetzen. Die realen Grundwasserleiter weisen aber immer mehr oder weniger große Inhomogenitäten in Form von Schichten, Linsen, Schrägschüttungskörpern, Gradierungen, lateralen Faziesänderungen etc. auf. Daher ist, unabhängig von versuchs- und messtechnischen Beschränkungen, eine vollkommene Anpassung einer Modellfunktion an das Datenmaterial nicht zu erwarten.

6.1 Auswertungsstrategie und Versuchsplanung

Bei der Planung eines Pumpversuchs sind verschiedene Aspekte zu berücksichtigen, insbesondere:

- Aufgabenstellung des Versuchs
- Erkundungsstand, Kenntnis über den Grundwasserleiter
- Grundwasserleitermodell, hydraulische Grenzen
- vorhandene Messstellen
- vorhandene Messeinrichtungen (z. B. Niederschlagsmesser, Abflussmessstationen, Datensammler für Wasserstände)
- vorhandene Brunnen
 - Versuchsbrunnen
 - sonstige Brunnen im Zugriff der Versuchsleitung
 - Fremdbrunnen
- Möglichkeiten zur Ableitung des Wassers
- Möglichkeiten zur Errichtung zusätzlicher Messstellen
- technische Randbedingungen, z. B. Energieversorgung bzw. deren Stabilität
- externe Vorgaben (Wasserwirtschaftsverwaltung, GLA)
- wirtschaftliche Aspekte.

Die Auswertungsstrategie wirkt einerseits auf die Versuchsplanung ein, andererseits ergibt sie sich zum Teil aus der Aufgabenstellung. Dient ein Versuch primär zur Ermittlung der Leistungscharakteristik eines (neuen) Brunnens, so zielt die Auswertung auf die Bestimmung der Brunnenverluste und der Versuch wird als Stufenfest ausgeführt. Versuche, die in erster Linie die Eigenschaften des Grundwasserleiters oder das Einzugsgebiet einer Wasserfassung bestimmen sollen, werden dagegen regelmäßig als einstufige Versuche mit hoher konstanter Leistung gefahren (z. B. DVGW, 1997).

Beabsichtigt man vorrangig die Bestimmung von Parametern des Grundwasserleiters mit **konventionellen Auswertungsverfahren**, so wird man sich bemühen, den Versuch mit nur einer Pumpstufe möglichst störungsfrei auszuführen. In der Planung ist damit anzustreben, dass

- nur der Versuchsbrunnen gepumpt wird;
- andere Brunnen in der Umgebung stillgelegt oder in der Versuchszeit mit konstanter Leistung betrieben werden;
- die Energieversorgung und die Ableitung des Wassers sichergestellt sind.

Beabsichtigt man vorrangig die Bestimmung der Brunnenverluste (Leistungscharakteristik) mit konventionellen Auswertungsverfahren, so wird man sich bemühen, den Versuch mit mindestens drei Pumpstufen deutlich verschiedener Förderate möglichst störungsfrei auszuführen. In der Planung ist damit anzustreben, dass

- nur der Versuchsbrunnen gepumpt wird;
- andere Brunnen in der Umgebung stillgelegt oder in der Versuchszeit mit konstanter Leistung betrieben werden;
- die Energieversorgung und die Ableitung des Wassers sichergestellt sind;
- die Umschaltung der Stufen möglichst schnell (wenige Sekunden) erfolgt;
- die Pumpstufen jeweils bis zum quasistationären Zustand betrieben werden.

Die Praxis zeigt, dass auch bei hohem organisatorischen, personellen und finanziellen Einsatz manche dieser Forderungen nicht erfüllt werden können. Auf Fremdbrunnen kann nur in seltenen Fällen Einfluss genommen werden. Oft ist für diese nicht einmal eine Dokumentation der Betriebszeiten und Förderraten zu erhalten. Provisorische Energieversorgungen über Generatoren sind auch bei gutem Pflegezustand der Geräte störanfällig. Generatoren sollen nach üblichen Herstellerangaben während der Betankung abgeschaltet werden. Die Ableitung des Wassers kann durch unterschiedliche Vorkommnisse vorübergehend behindert oder unterbunden werden, z. B. Beschädigungen der Rohrleitungen durch Baustellenfahrzeuge, Hochwasser im Vorfluter, Ausfälle in Aufbereitungsanlagen.

Beabsichtigt man die Auswertung des Versuchs mit **modernen Auswertungsverfahren**, so ist die Versuchsdurchführung weniger strikt durchzuplanen. Wesentlich ist jedoch eine umfassende Datenerfassung. In der Planung ist damit anzustreben, dass

- Wasserstände in Brunnen und Messstellen möglichst häufig aufgezeichnet werden, um auch außerplanmäßige Ereignisse (z. B. Pumpenausfälle) erfassen zu können;
- die Förderraten der Versuchsbrunnen kontinuierlich aufgezeichnet werden;
- die Förderzeiten und -raten von Fremdbrunnen möglichst kontinuierlich aufgezeichnet werden;
- bei Stufenpumpversuchen mindestens zwei, besser vier, Pumpstufen deutlich verschiedener Förderrate ausgeführt werden.

Insgesamt ist festzustellen, dass die Versuchsplanung im Hinblick auf moderne Auswertungsverfahren zu kostengünstigeren Lösungen führt, da

- Investitionen in die technische Betriebssicherheit der Pumpversuchsanlage reduziert werden können;
- Eingriffe in sonstige, insbesondere fremde, Nutzungen nicht erforderlich sind;
- ein Erreichen quasistationärer Wasserstände am Versuchs- bzw. Stufenende im Regelfall nicht gefordert ist.

Der erhöhte Aufwand zur Messdatenerfassung fällt nur wenig ins Gewicht, da auch bei konventioneller Auswertung eine umfassende Erfassung der Wasserstände, Förderraten etc. unverzichtbar ist. Der Einsatz moderner computergestützter Verfahren wird seit einigen Jahren regelmäßig in Verbindung mit dem Einsatz von Datensammlern betrieben (DVWK, 1994; GILLBRICHT, 1999d).

6.2 Auswertungsstrategie konventionelle Auswertung

Die Auswertung von Pumpversuchen nach konventionellen Verfahren folgt, unabhängig ob manuell oder computergestützt, folgendem Ablauf (Abb. 35):

1. Felddaten, insbesondere aus Datensammlern, werden durch Filterung von redundanten Daten entlastet. Daten mit starken zufälligen Streuungen, z. B. durch Schwerlastverkehr bewirkte kurzfristige Druckstöße in oberflächennahen gespannten Grundwasserleitern, werden durch Ausgliedern der gestörten Messungen, gleitende Mittelwertbildung oder andere rechnerische Manipulationen geglättet.
2. Eine grobe Sichtung der Daten erfolgt durch grafische Auftragung der Ganglinien der Wasserstände in geeigneten Maßstäben (linear, halblogarithmisch, doppeltlogarithmisch). An Hand dieser Auftrugungen können Störungen im Versuchsablauf erkannt und erste Hinweise auf ggf. erforderliche Korrekturen am ursprünglich angenommenen hydraulischen Modell erhalten werden. Die grafische Auftragung erfolgt über ein Tabellenkalkulationsprogramm oder schon über das Auswertungsprogramm.
3. Falls erforderlich werden rechnerische Korrekturen an den Messwerten angebracht, z. B. bei Beeinflussung durch Luftdruckschwankungen oder regionale Schwankungen der Grundwasserstände (ARMBRUSTER et al., 1977).
4. Aus dem Datenmaterial werden repräsentative Messstellen und Zeitabschnitte für die Auswertung ausgewählt. Bei gutem Datenmaterial sind alle Messstellen im Einzugsbereich des Versuchsbrunnens für die weitere Auswertung geeignet. Auch bei einstufigen Grundwasserleitertests werden die Daten in Pumpphase und Wiederanstieg getrennt.
5. Die Auswertung der Daten mit Hilfe von Gradlinien- oder Typkurvenverfahren erfolgt manuell oder computergestützt für jede Messstelle getrennt nach Pumpphase und Wiederanstieg (Abb. 36). Handelt es sich um einen gespannten Grundwasserleiter nach Theis, so können auch alle Messstellen gemeinsam ausgewertet werden.
6. Durch Erprobung an den Daten einzelner Messstellen wird überprüft, ob das hydraulische Modell durch Einführung weiterer Parameter (z. B. Leakage) wesentlich verbessert werden kann. Ggf. wird ein erweitertes Auswertungsverfahren für alle Messstellen durchgeführt.
7. Die berechneten Parameterwerte für die einzelnen Messstellen und Verfahren werden tabellarisch zusammengestellt. Unter Berücksichtigung der hydrogeologischen Randbedingungen werden hieraus repräsentative Parameterwerte abgeschätzt.
8. Wenn sich keine guten mittleren Parameter abschätzen lassen, sondern die Auswertungsergebnisse Hinweise auf regional unterschiedliche hydraulische Parameter geben, werden ggf. die so erhaltenen Zonierungen des Grundwasserleiters als Ausgangspunkt einer weitergehenden Modellierung verwendet.

konventionelle Auswertungsstrategie

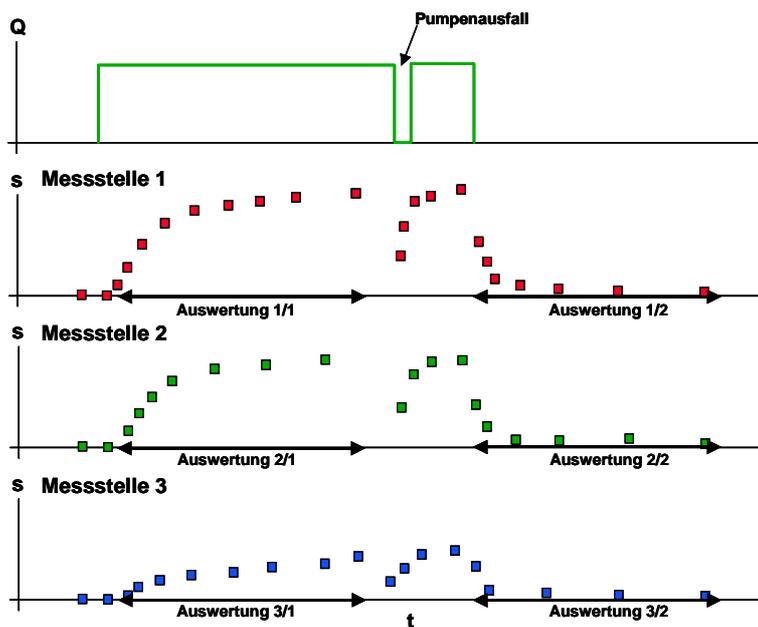


Abb. 35: Schematische Darstellung der konventionellen Auswertungsstrategie

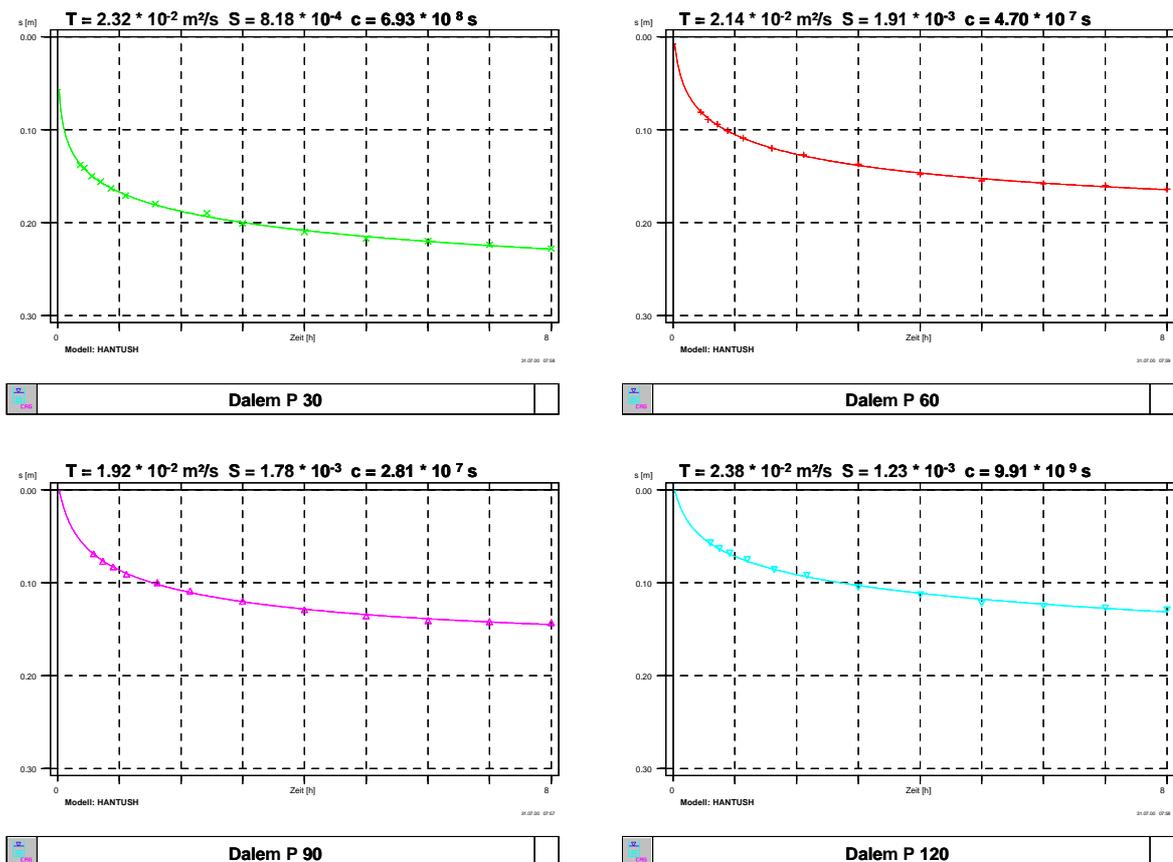


Abb. 36: Ergebnis einer konventionellen Auswertung (Einzelauswertung von vier Messstellen)

An dieser Stelle muss nachdrücklich darauf hingewiesen werden, dass **eine Ableitung mittlerer Parameter des Grundwasserleiters aus Auswertungen einzelner Messstellen und Zeitabschnitte generell unzulässig** ist, da es sich um ein hochgradig nicht-lineares System handelt, in dem (intuitive) Mittelwertbildungen nicht möglich sind. Die Identifizierung und Quantifizierung von Zonen der Heterogenität ist auf diesem Wege unmöglich und führt zu fehlerhaften Ergebnissen. Allerdings liegen in einem relativ homogenen Grundwasserleiter für die Transmissivität die Ergebnisse oft so eng beieinander, dass für diesen Parameter der Fehler als gering anzusehen ist. Dagegen sind weniger sensitive Parameter (Speicherkoeffizient, Leakagekoeffizient etc.) auf diesem Wege oft nicht einmal näherungsweise zu bestimmen (MOENCH, 1994; GILLBRICHT, 1995; GILLBRICHT, 1996).

6.3 Auswertungsstrategie moderne Auswertung

Die Auswertung von Pumpversuchen nach modernen computergestützten Verfahren der Inversmodellierung durch universelle Parameteroptimierung folgt folgendem Ablauf:

1. Felddaten, insbesondere aus Datensammlern, werden durch Filterung von redundanten Daten entlastet. Daten mit starken zufälligen Streuungen, z. B. durch Schwerlastverkehr bewirkte kurzfristige Druckstöße in oberflächennahen Grundwasserleitern, werden durch Ausgliedern der gestörten Messungen (z. B. durch statistische Ausreißertests, Autokorrelationen etc.), gleitende Mittelwertbildung oder andere rechnerische Manipulationen geglättet (Abb. 37).

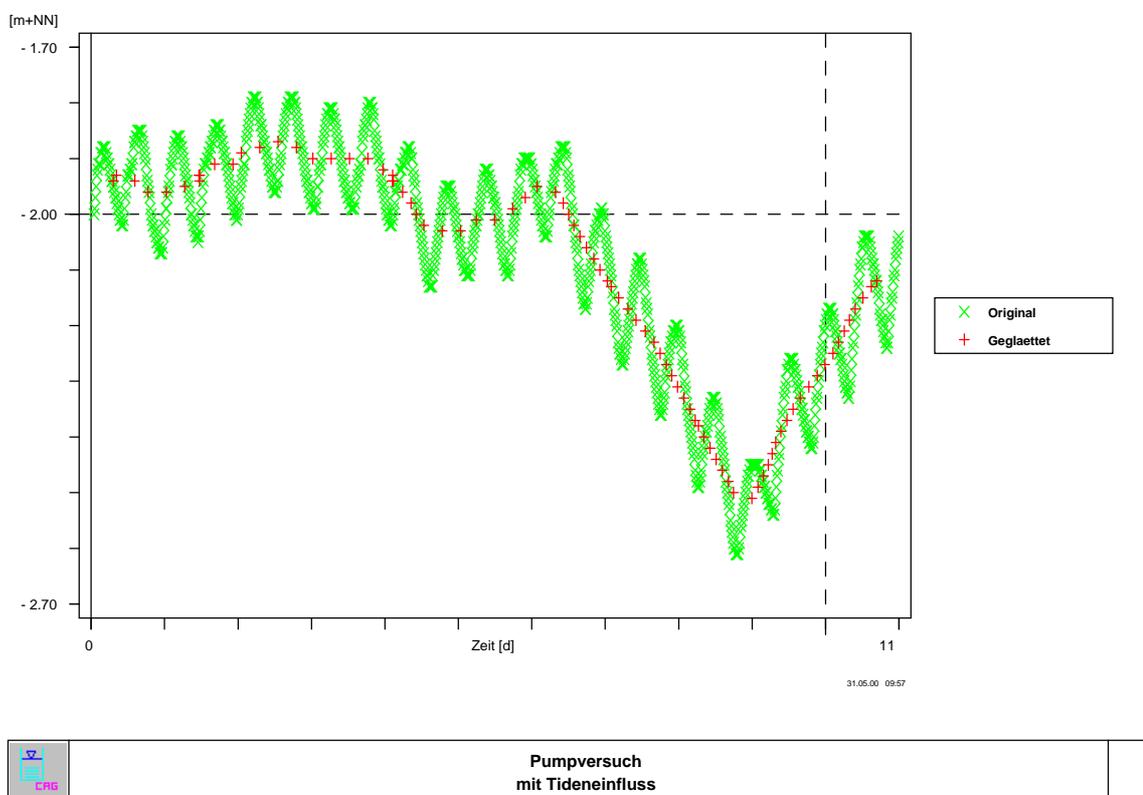


Abb. 37: Datenaufbereitung durch Glättung bei einem Pumpversuch unter dem Einfluss von Tide

2. Eine grobe Sichtung der Daten erfolgt durch grafische Auftragung der Ganglinien der Wasserstände in geeigneten Maßstäben (linear, halblogarithmisch, doppeltlogarithmisch). An Hand dieser Auftrugungen können Störungen im Versuchsablauf erkannt und erste Hinweise auf ggf. erforderliche Korrekturen am ursprünglich angenommenen hydraulischen Modell erhalten werden. Die grafische Auftragung erfolgt über das Auswertungsprogramm.
3. Falls erforderlich werden rechnerische Korrekturen an den Messwerten angebracht, z. B. bei Beeinflussung durch Luftdruckschwankungen oder regionale Schwankungen der Grundwasserstände (ARMBRUSTER et al., 1977).

4. Da die analytischen Grundwasserströmungsmodelle grundsätzlich von einem homogenen Grundwasserleiter ausgehen, werden im Regelfall die Daten aller Messstellen über den gesamten Versuchsablauf für die Auswertung ausgewählt (Abb. 38). Ausnahmen sind nur gegeben bei offenkundig stark fehlerbehafteten Messdaten, z. B. hydraulisch nicht einwandfreien Messstellen, oder bei Versuchen mit Zeitabschnitten nicht rekonstruierbarer Randbedingungen, z. B. Beeinflussung durch Fremdförderungen unbekannter Menge.

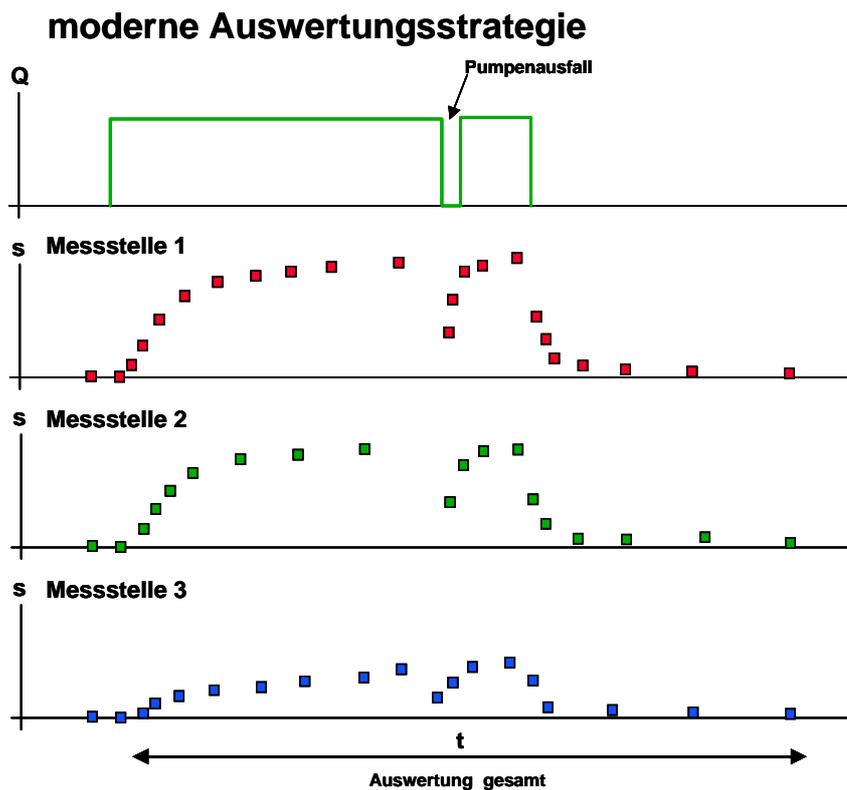
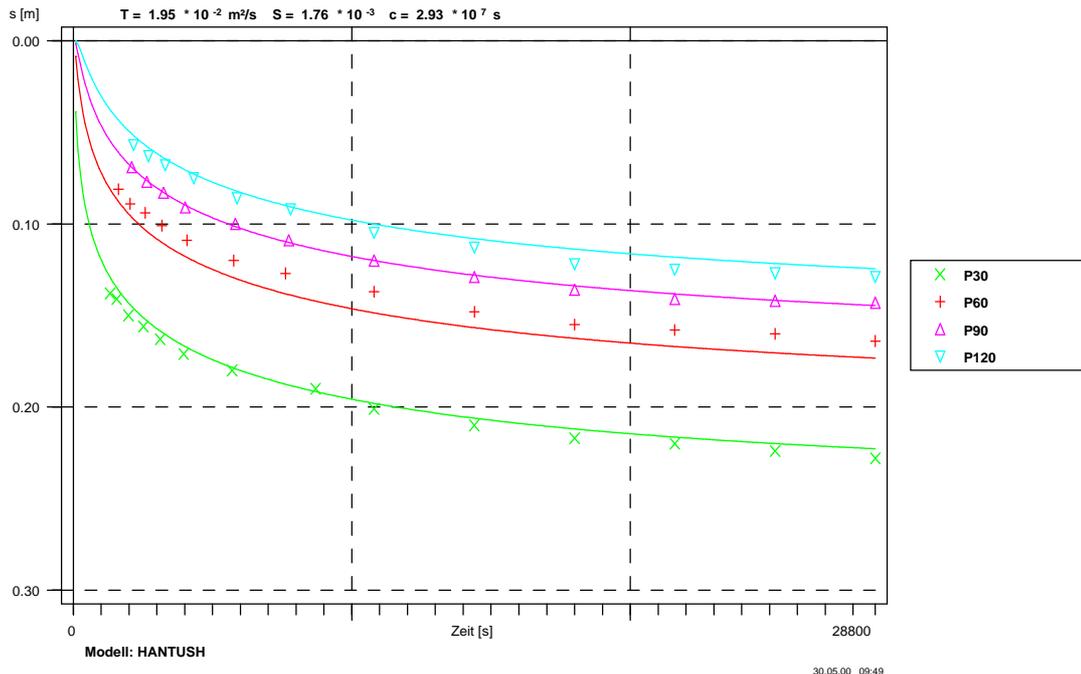


Abb. 38: Schematische Darstellung der modernen Auswertungsstrategie

5. Die Auswertung aller Daten erfolgt mit einem einheitlichen Modell mit Hilfe der Parameteroptimierung. Durch die Auswertung des gesamten raumzeitlichen Absenkungsverhaltens des Grundwasserleiters erhält man repräsentative mittlere Parameterwerte für den als homogen angesetzten Grundwasserleiter (Abb. 39, Tab. 3).



CRG

Dalem
 gemeinsame Auswertung

Abb. 39: Beispiel einer modernen Auswertung (gemeinsame Auswertung von vier Messstellen)

Beispiel Dalem

Parameter	P30	P60	P90	P120	gemeinsam
Transmissivität	2,3	2,1	1,9	2,4	$1,9 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2/\text{s}$
Speicherkoefizient	0,82	1,9	1,8	1,2	$1,8 \cdot 10^{-3}$
Leakage	69	4,7	2,8	1000	$2,9 \cdot 10^7 \text{ s}$

Tab. 3: Gegenüberstellung von konventionell und modern ermittelten Parametern des Grundwasserleiters

6. Es wird optisch und ggf. durch statistische Hilfsmittel geprüft, ob das Modell für alle Messstellen befriedigende Ergebnisse im Sinne eines homogenen Grundwasserleiters mit radialer Anströmung des Brunnens ergibt. Bei deutlichen Abweichungen einzelner Messstellen vom Modell muss geprüft werden, ob
 - ein anderes Grundmodell gewählt werden muss (z. B. halbgESPANNTER statt gespannter Grundwasserleiter);
 - hydraulische Ränder eingeführt oder verändert werden müssen;
 - der Grundwasserleiter so heterogen ist, dass eine Auswertung mit radial-symmetrischen analytischen Grundwasserströmungsmodellen unzulässig ist.

6.4 Diagnostische Plots

Die Auswahl eines geeigneten hydrogeologischen bzw. hydraulischen Modells für die Dateninterpretation kann im Einzelfall schwierig sein, insbesondere bei unzureichender geologischer Vorerkundung. Es ist daher üblich, vor Beginn der eigentlichen Analyse, die Messdaten in geeigneten Maßstäben aufzutragen und qualitativ zu bewerten. Unter günstigen Bedingungen kann die zusätzliche Auftragung der ersten Ableitung der Absenkung gegen die logarithmierte Zeit ("derivative plot") in geeigneter Skalierung bei der Modellwahl helfen. Da die Ableitung auf geringe zufällige Messwertstreuungen sehr stark reagiert, sind hierbei Glättungsverfahren einzusetzen (SPANE & WURSTNER, 1993; HORNE, 1995). Die Verwendung dieses Hilfsmittels setzt die weitgehende Konstanz der Förderrate voraus (z. B. ASCHENBRENNER & PREISS, 1998). Bei Versuchen mit veränderlicher Förderate, insbesondere Stufenpumpversuchen, oder Versuchen mit gestörtem Ablauf kann nur der Zeitraum bis zur ersten Änderung der Förderate zum Vergleich mit theoretischen Absenkungsverläufen herangezogen werden. Damit werden möglicherweise charakteristische Zeitabschnitte des Absenkungsgeschehens, z. B. der Einfluss eines hydraulischen Randes, nicht erfasst. Für die Anfertigung diagnostischer Plots aus derartigen Versuchen ist daher eine Datentransformation erforderlich, bei der alle Absenkungswerte auf eine einheitliche Förderrate bezogen werden und damit der gesamte Versuchszeitraum dargestellt wird (Abb. 40):

$$s_{\text{extrapoliert}}(t) = s_{\text{gemessen}}(t) - \sum_{j=2}^{N_{\text{Pumpst}}} \left(\frac{Q_j - Q_{j-1}}{Q_1} * s(t - t_j) \right)$$

mit

$s(t)$: Absenkung zur Zeit t [m]

N_{Pumpst} : Zahl der Pumpstufen bis zum Zeitpunkt t

Q_j : Förderrate in der Pumpstufe j [m³/s]

t : Zeit [s]

t_j : Zeitpunkt des Beginns der Pumpstufe j [s]

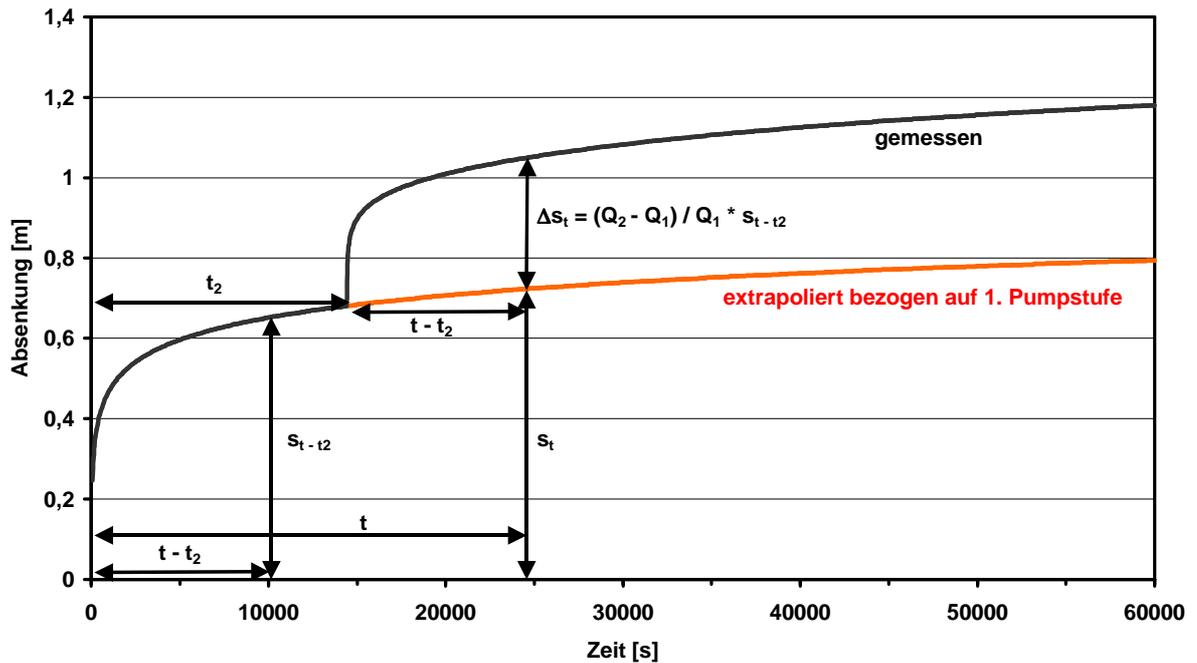


Abb. 40: Schematische Darstellung der Reduktion eines Pumpversuchs mit schwankender Förderrate auf einen einstufigen Versuch

Die extrapolierte Absenkungskurve bezogen auf die erste Pumpstufe und ihre 1. Ableitung können zur grafischen Darstellung (diagnostische Plots), aber auch zu Auswertungen nach konventionellen Verfahren herangezogen werden. Das Verfahren ist nur für linear reagierende Systeme anwendbar, also insbesondere nicht für ungespannte Grundwasserleiter mit erheblichen Absenkungen im Versuchsverlauf. Dieses Verfahren setzt statt einer technisch aufwändigen Konstanthaltung der Förderrate nur eine kontinuierliche genaue Durchflussregistrierung voraus. Ungenau bestimmte oder kurzfristig schwankende Förderraten, insbesondere am Versuchsbeginn, führen zu deutlich bis stark streuenden Ergebnissen der Transformation.

In derartigen Fällen ist auch mittels Glättung keine aussagekräftige Darstellung der ersten Ableitung möglich. Das Verfahren ist nicht auf Versuche mit mehreren Brunnen erweiterbar.

7. Kommerzielle Programme und ihre Anbieter (Markterhebung, Stand: 26.11.2006)

Die in Tab. 4 aufgeführten Programme werden durch die angegebenen Anbieter in Deutschland hergestellt bzw. vertrieben und technisch unterstützt.

Programm	Anbieter	Preis (Euro, netto)	Betriebssystem	Demo-Version (Website)
MRQWIN	Gillbricht	600	Win 3.1 oder höher	www.cagsoft.com
SLUGTEST	GGU mbH	475	Win 95 oder höher	www.ggu-software.de
PUMPTEST	GGU mbH	475	Win 95 oder höher	www.ggu-software.de
DCPUMP	DC-Software	400	Win 95 oder höher	www.dc-software.de
AquiferTest	HarbourDom GmbH	ca. 700 ¹⁾	Win 95 oder höher	www.flowpath.com
HydroTec	Geologik GmbH	200 - 1.200 ²⁾	Win 98 oder höher	www.geologik-software.de
WinPump	IDAT GmbH	k.A.	Win 3.1 oder höher	beim Anbieter

¹⁾ abhängig von Dollarkurs und Versandkosten

²⁾ 3 Leistungsstufen

k.A.: keine Angabe

Tab. 4: Zusammenstellung in Deutschland kommerziell verfügbarer Auswertungsprogramme

Die in Tab. 5 aufgeführten Programme werden nicht in Deutschland hergestellt bzw. vertrieben und technisch unterstützt.

Programm	Anbieter	Preis (USD, netto)	Betriebssystem	Informationen (Website)
AquiferWin32	ESI	k.A.	Win 95 oder höher	www.esinternational.com
Aqtesolv	HydroSOLVE	500 - 750 ¹⁾	Win 95 oder höher	www.aqtesolv.com
Single Well Solutions	Environmental Software	250	Win 95 oder höher	www.groundwatersoftware.com
Infinite Extent	Starpoint	195	Win 3.1 oder höher	www.pointstar.com
Stepmaster	Starpoint	195	Win 95 oder höher	www.pointstar.com
Super Slug	Starpoint	195	Win 3.1 oder höher	www.pointstar.com
Well Ground Water for Windows	geo&soft Karanjac	Euro 520 k. A.	k. A. Windows	www.geoandsoft.com www.geocities.com/karanjac
PTFIT	Water Resource Assoc.	150	Win 3.1 oder höher	www.watres.com

¹⁾ 2 Leistungsstufen

k.A.: keine Angabe

Tab. 5: Zusammenstellung in Deutschland nicht unterstützter Auswertungsprogramme

8. Literatur

- ARMBRUSTER, J.; BARTEL, H.; ESSLER, H.; HOLDERMANN, D.; LILLICH, W.; MEZ, C.; SCHNEPF, R.; STRAYLE, G. & UEHLENDahl, A.W. (1977): Pumpversuche in Porengrundwasserleitern.- Ministerium für Ernährung, Landwirtschaft und Umwelt Baden-Württemberg: 125 S.; Stuttgart
- ASCHENBRENNER, F. & PREISS, S. (1998): Pumpversuchsauswertung mit Berücksichtigung der 1. Ableitung der Absenkung.- Terra Nostra, 98/3: V9; Köln
- BARKER, J.A. (1991): On the discrete-kernel method for simulating pumping tests in large-diameter wells.- Journal of Hydrology, 124: 177 - 183; Amsterdam
- BARLOW, P.M. & MOENCH, A.F. (1999): WTAQ - A computer program for calculating drawdowns and estimating hydraulic properties for confined and water-table aquifers.- U.S. Geological Survey Water-resources investigations report, 99-4225: VII + 74; Northborough, MA
- BIESKE, E. (1992): Bohrbrunnen. 7. Auflage.- Oldenbourg: 416 S.; München/Wien
- BOHLING, G.C. & McELWEE, C.D. (1992): SUPRPUMP: An interactive program for well test analysis and design.- Ground Water, 30: 262 - 268; Dublin, OH
- Boulton, N.S. (1963) : Analysis of data from non-equilibrium pumping tests allowing for delayed yield from storage.- Institution of Civil Engineers Proceedings, 26: 469 – 482; London
- BOURDET, D. (2002): Well test analysis: the use of advanced interpretation models.- Handbook of petroleum exploration and production, 3: XII + 426 S.; Amsterdam
- CEDERGREN, H.R. (1989): Seepage, drainage, and flow nets.- Wiley: XVIII + 465 S.; New York
- CHEN, X. & AYERS, J.F. (1998) : Aquifer properties determined from two analytical solutions.- Ground Water, 36: 783 – 791; Westerville, OH
- CHIANG, W.H. & KINZELBACH, W. (1996): PMWIN Version 4.0, Programmdokumentation; Hamburg
- CLARK, L. (1977): The analysis and planning of step drawdown tests.- Quarterly Journal of Engineering Geology, 10: 125 - 143; London
- CLARK, L.; RADINI, M. & BISON, P.L. (1988): Borehole restoration methods and their evaluation by step-drawdown tests: the case history of a detailed study in northern Italy.- Quarterly Journal of Engineering Geology, 21: 315 – 328; London
- CLARKE, D. (1988): Groundwater discharge tests: Simulation and analysis.- Developments in Water Science, 37: X + 375 S.; Amsterdam

- COOPER, H.H. & JACOB, C.E. (1946): A generalized graphical method for evaluating formation constants and summarizing well-field history.- American Geophysical Union Transactions, 27: 526 - 534; Washington, D.C.
- DAVID, I. (1998): Grundwasserhydraulik.- Vieweg: X + 204 S.; Wiesbaden / Braunschweig
- DAWSON, K.J. & ISTOK, J.D. (1991): Aquifer-testing: Design and analysis of pumping and slug tests.- Lewis: XVIII + 344 S.; Chelsea, MI
- DELLEUR, J.W. (ED.) (1999): The handbook of groundwater engineering.- Springer/CRC: XX + 949 S.; Berlin
- DRISCOLL, F.G. (1986): Groundwater and wells. 2nd Edition.- Johnson Division: XV + 1089 S.; St. Paul, Minn.
- DVGW (Hrsg.) (1997): Arbeitsblatt W 111: Planung, Durchführung und Auswertung von Pumpversuchen bei der Wassererschließung.- Eschborn
- DVWK (HRSG.) (1994): Datensammler für die Grundwassermessung.- DVWK Schriften, 107: 113 - 241; Hamburg/Berlin
- ENTENMANN, W. (1998): Hydrogeologische Untersuchungsmethoden von Altlasten.- Springer: XII + 373 S.; Berlin
- FENSKE, P.R. (1977): Radial flow with discharging-well and observation-well storage.- Journal of Hydrology, 32: 87 - 96; Amsterdam
- FERRIS, J.G.; KNOWLES, D.B.; BROWN, R.H. & STALLMAN, R.W. (1962): Theory of aquifer tests.- U.S. Geological Survey Water-Supply Paper, 1536-E: 69 - 174; Washington, D.C.
- FETTER, C.W. (1994): Applied hydrogeology. 3rd Edition.- Prentice Hall: XV + 691 S.; Englewood Cliffs, NJ
- FREEZE, R.A. & CHERRY, J.A. (1979): Groundwater.- Prentice Hall: XVI + 604 S.; Englewood Cliffs, NJ
- GEFELL, M.J.; THOMAS, G.M. & ROSSELLO, S.J. (1994): Maximum water-table draw-down at a fully penetrating pumping well.- Ground Water, 32: 411 - 419; Dublin, OH
- GILLBRICHT, C.A. (1995): Programm MRQPUMP.- Schriftenreihe Angewandte Geologie Karlsruhe, 39: 61 - 67; Karlsruhe
- GILLBRICHT, C.A. (1996): Durchführung und Auswertung von Pumpversuchen.- Sörensen: 60 S.; Hamburg
- GILLBRICHT, C.A. (1999a): Integration von Pumpversuchsauswertung und analytischen Grundwassermodellen.- in Gillbricht, C.A. (Hrsg.): Pumpversuche in der hydrogeologischen Praxis: 67 - 72; Hamburg

- GILLBRICHT, C.A. (HRSG.) (1999b): Pumpversuche in der hydrogeologischen Praxis.- Sörensen: 86 S.; Hamburg (ISBN 3-932318-04-8)
- GILLBRICHT, C.A. (1999c): Pumpversuche in ungespannten Grundwasserleitern.- in Gillbricht, C.A. (Hrsg.): Pumpversuche in der hydrogeologischen Praxis: 45 - 52; Hamburg
- GILLBRICHT, C.A. (1999d): Datenerfassung bei Pumpversuchen mittels Datensammeln.- in Gillbricht, C.A. (Hrsg.): Pumpversuche in der hydrogeologischen Praxis: 21 – 34; Hamburg
- HANSTEIN, P. (1995): Programm LEAKY 2.0.- Schriftenreihe Angewandte Geologie Karlsruhe, 39: 75 – 83; Karlsruhe
- HANTUSH, M.S. (1960): Modification of the theory of leaky aquifers.- Journal of Geophysical Research, 65: 3713 - 3725; Washington, D.C.
- HANTUSH, M.S. (1964): Hydraulics of wells.- Advances in Hydroscience, 1: 281 - 432; New York
- HANTUSH, M.S. & JACOB, C.E. (1955): Non-steady radial flow in an infinite leaky aquifer.- American Geophysical Union Transactions, 36: 95 – 100; Washington, D.C.
- HEIDARI, M. & MOENCH, A. (1997): Evaluation of unconfined-aquifer parameters from pumping test data by nonlinear least squares.- Journal of Hydrology, 192: 300 – 313; Amsterdam
- HERMANCE, J.F. (1999): A mathematical primer on groundwater flow.- Prentice Hall: X + 230 S.; Upper Saddle River, NJ
- HERTH, W. & ARNDTS, E. (1985): Theorie und Praxis der Grundwasserabsenkung.- Ernst: XXI + 378 S.; Berlin
- HÖLTING, B. & COLDEWEY, W.G. (2005): Hydrogeologie. 6. Auflage.- Elsevier: XXII + 326 S.; München
- Horne, R.N. (1985): The Fenske conservation method for pressure transient solutions with storage.- Society of Petroleum Engineers Journal, 25: 437 - 444; Dallas, TX
- HORNE, R.N. (1995): Modern well test analysis. 2nd edition.- Petroway: IV + 257 S.; Palo Alto, CA
- JACOB, C.E. (1947): Drawdown test to determine effective radius of artesian well.- American Society of Civil Engineers Transactions, 112: 1047 – 1070; New York
- JACOB, C.E. & LOHMAN, S.W. (1952): Nonsteady flow to a well of constant drawdown in an extensive aquifer.- American Geophysical Union Transactions, 33: 559 - 569; Washington, D.C.
- KINZELBACH, W. (1986): Groundwater modelling.- Elsevier: X + 334 S.; Amsterdam

- KRUSEMAN, G.P. & DE RIDDER, N.A. (1990): Analysis and evaluation of pumping test data.- ILRI Publication, 47: 375 S.; Wageningen
- LANGGUTH, H.-R. & VOIGT, R. (2004): Hydrogeologische Methoden. 2. Auflage.- Springer: XIV + 1005 S.; Berlin
- LINNENBERG, W. (Hrsg.) (1995): EDV-gestützte Darstellung und Auswertung von Pumpversuchen.- Schriftenreihe Angewandte Geologie Karlsruhe, 39: X + 193 S.; Karlsruhe
- MADSEN, B. (1985): Interactive computer processing and interpretation of pumping test data.- DGU, C4: 1 – 98; Copenhagen
- MAIER, J. & HAMER, H. (1998): Pumpversuche.- in Schreiner, M. & Kreysing, K. (Hrsg.): Handbuch zur Erkundung des Untergrundes von Deponien und Altlasten. Band 4: Geotechnik Hydrogeologie: 431 - 459; Berlin
- MARINO, M.A. & LUTHIN, J.N. (1982): Seepage and groundwater.- Elsevier: XV + 489 S.; Amsterdam
- MARSILY, G. DE (1986): Quantitative hydrogeology.- Academic: XIX + 440 S.; Orlando, FL
- MASLIA, M.L. & RANDOLPH, R.B. (1987): Methods and computer program documentation for determining anisotropic transmissivity tensor components of two-dimensional ground-water flow.- U.S. Geological Survey Water-Supply Paper, 2308: IV + 46 S.; Denver, CO
- MOENCH, A.F. (1994): Specific yield as determined by type-curve analysis of aquifer-test data.- Ground Water, 32: 949 - 957; Dublin, OH
- MOENCH, A.F. (1995): Combining the Neuman and Boulton models for flow to a well in an unconfined aquifer.- Ground Water, 33: 378 – 384; Dublin, OH
- MOENCH, A.F. (1996): Flow to a well in a water-table aquifer: an improved Laplace transform solution.- Ground Water, 34: 593 - 596; Dublin, OH
- MOENCH, A.F. (1998): WTAQ2, Version 3.- Menlo Park, CA
- MOENCH, A. & OGATA, A. (1984): Analysis of constant discharge wells by numerical inversion of Laplace transform solutions.- Water Resources Monograph Series, 9: 146 – 170; Washington, D.C.
- MUTSCHMANN, J. & STIMMELMAYR, F. (1995): Taschenbuch der Wasserversorgung.- Frankh: XXXVIII + 822 S.; Stuttgart
- NEUMAN, S.P. (1972): Theory of flow in unconfined aquifers considering delayed response of the water table.- Water Resources Research, 8: 1031 - 1045; Washington, D.C.

- NEUMAN, S.P. (1974): Effect of partial penetration on flow in unconfined aquifers considering delayed gravity response.- *Water Resources Research*, 10: 303 - 312; Washington, D.C.
- NEUMAN, S.P. (1975): Analysis of pumping test data from anisotropic unconfined aquifers considering delayed gravity response.- *Water Resources Research*, 11: 329 - 342; Washington, D.C.
- OJHA, C.S.P. (2004): Aquifer parameters estimation using artesian well test data.- *Journal of hydrologic engineering*, 9: 64 - 67; New York
- PAPADOPOULOS, S.S. & COOPER, H.H. (1967): Drawdown in a well of large diameter.- *Water Resources Research*, 3: 241 - 244; Washington, D.C.
- PERROCHET, P. (2005): A simple solution to tunnel or well discharge under constant drawdown.- *Hydrogeology journal*, 13: 886 - 888; Berlin
- PRESS, W.H.; FLANNERY, B.P.; TEUKOLSKY, S.A. & VETTERLING, W.T. (1989): *Numerical recipes*.- Cambridge University Press: XX + 702 S.; Cambridge
- QUIÑONES-APONTE, V. (1989): Horizontal anisotropy of the principal ground-water flow zone in the Salinas alluvial fan, Puerto Rico.- *Ground Water*, 27: 491 - 500; Dublin, OH
- RADMANN, K.-J. (1999a): Einsatz 3-dimensionaler Grundwassermodelle zur Auswertung von Pumpversuchen in heterogenen Grundwasserleitern.- in Gillbricht, C.A. (Hrsg.): *Pumpversuche in der hydrogeologischen Praxis*: 77 - 86; Hamburg
- RADMANN, K.-J. (1999b): Pumpversuche in ungespannten Grundwasserleitern mit besonderen Versuchsbedingungen.- in Gillbricht, C.A. (Hrsg.): *Pumpversuche in der hydrogeologischen Praxis*: 53 - 58; Hamburg
- RADMANN, K.-J. & GILLBRICHT, C.A. (1997): Berechnung von Brunnenverlusten mit instationären Verfahren.- *Fachliche Berichte der Hamburger Wasserwerke GmbH*, 16(2): 22 - 29; Hamburg
- RAMEY, H.J. (1982): Well-loss function and the skin effect: a review.- *Geological Society of America Special Paper*, 189: 265 - 271; Boulder, CO
- RICE, J.B. (1998): Constant drawdown aquifer tests: an alternative to traditional constant rate tests.- *Ground water monitoring and remediation*, 18(2): 76 - 78; Westerville, OH
- RORABAUGH, M.I. (1953): Graphical and theoretical analysis of step-drawdown test of artesian well.- *American Society of Civil Engineers Proceedings*, 79: 362-1 - 362-23; New York
- SAMUEL, M.P. & JHA, M.K. (2003): Estimation of aquifer parameters from pumping test data by genetic algorithm optimization technique.- *Journal of irrigation and drainage engineering*, 129: 348 - 359; New York

- SCHNEIDER, H. (1988): Die Wassererschließung.- Vulkan: XXIV + 867 S.; Essen
- SCHREINER, M. & KREYSING, K. (HRSG.) (1998): Handbuch zur Erkundung des Untergrundes von Deponien und Altlasten. Band 4: Geotechnik Hydrogeologie.- Springer: XX + 577 S.; Berlin
- SINGH, V.S. & GUPTA, C.P. (1986): Hydrogeological parameter estimation from pump tests on a large diameter well.- *Journal of Hydrology*, 87: 223 - 232; Amsterdam
- SPANE, F.A. & WURSTNER, S.K. (1993): DERIV: A computer program for calculating pressure derivatives for use in hydraulic test analysis.- *Ground Water*, 31: 814 – 822; Dublin, OH
- SPITZ, K. & MORENO, J. (1996): A practical guide to groundwater and solute transport modeling.- Wiley: XVII + 461 S.; New York
- SRIVASTAVA, R. (2006): Discussion of "Aquifer Parameters Estimation Using Artesian Well Test Data" by C. S. P. Ojha.- *Journal of hydrologic engineering*, 11: 510 – 510; New York
- SRIVASTAVA, R. & GUZMAN-GUZMAN, A. (1998): Practical approximations of the well function.- *Ground Water*, 36: 844 – 848; Westerville, OH
- THEIS, C.V. (1935): The relation between the lowering of the piezometric surface and the rate and duration of discharge of a well using groundwater storage.- *American Geophysical Union Transactions*, 16: 519 - 524; Washington, D.C.
- THIEM, G.(1906): Hydrologische Methoden.- Gebhardt: 56 S.; Leipzig
- TRESKATIS, C.; VOLGNANDT, P.; WESSOLLEK, H.; PURONPÄÄ-SCHÄFER, P.; GERBL-RIEGER, S. & BLANK, K.-H. (1998): Anforderungsprofile an den wirtschaftlichen Bau und Betrieb von Bohrbrunnen.- *Grundwasser*, 3: 117 – 128; Berlin/Heidelberg
- WALTON, W.C. (1962): Selected analytical methods for well and aquifer evaluation.- *Illinois State Water Survey Bulletin*, 49: IV + 81 S.; Urbana, IL
- WALTON, W.C. (1987): Groundwater pumping tests - Design and analysis.- Lewis: XIII + 201 S.; Chelsea, MI